



TUGAS AKHIR – RC14-1501

PERENCANAAN SABO DAM TIPE TERBUKA (TIPE LUBANG) SEBAGAI BANGUNAN PENGENDALI SEDIMEN GUNUNG SEMERU DI SUNGAI MUJUR KABUPATEN LUMAJANG

RESTU DYAH SIAM PRATIWI
NRP. 3112 100 077

Dosen Pembimbing I :
Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc

Dosen Pembimbing II :
Nastasia Festy M, S.T, M.T

Jurusan Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil Dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016



FINAL PROJECT – RC14-1501

**DESIGN OF OPEN-TYPE SABO DAM AS SEDIMENT
CONTROL STRUCTURE OF MOUNT SEMERU AT
MUJUR RIVER LUMAJANG DISTRICT**

RESTU DYAH SIAM PRATIWI
NRP. 3112 100 077

Supervisor I :
Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc

Supervisor II :
Nastasia Festy M, S.T, M.T

Civil Engineering Department
Faculty of Civil Engineering and Planning
Institut Teknologi Sepuluh Nopember
Surabaya 2016

PERENCANAAN SABO DAM TIPE TERBUKA (TIPE LUBANG) SEBAGAI BANGUNAN PENGENDALI SEDIMEN GUNUNG SEMERU DI SUNGAI MUJUR KABUPATEN LUMAJANG

TUGAS AKHIR

Diajukan Untuk Memenuhi Salah Satu Syarat
Memperoleh Gelar Sarjana Teknik
Pada
Program Studi S-1 Teknik Sipil
Fakultas Teknik Sipil dan Perencanaan
Institut Teknologi Sepuluh Nopember

Oleh:
RESTU DYAH SIAM PRATIWI
Nrp. 31.12.100.077

Disetujui oleh Dosen Pembimbing :

1. Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc. (.....)
2. Nastasia Festy M. S.T., M.T. (.....)

SURABAYA
JULI, 2016

**PERENCANAAN SABO DAM TIPE TERBUKA (TIPE
LUBANG) SEBAGAI BANGUNAN PENGENDALI
SEDIMEN GUNUNG SEMERU DI SUNGAI MUJUR
KABUPATEN LUMAJANG**

Nama Mahasiswa : Restu Dyah Siam Pratiwi
NRP : 3112 100 077
Jurusan : Teknik Sipil FTSP-ITS
Dosen Pembimbing : Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc
Nastasia Festy M, S.T, M.T

Abstrak

Gunung Semeru merupakan gunung api aktif di Indonesia, yang terletak di Kabupaten Lumajang dan Kabupaten Malang, Jawa Timur. Letusan Gunung Semeru berlangsung singkat dan relatif kecil, namun bekerja terus menerus setiap 10 sampai 20 menit sekali sepanjang tahun. Letusan tersebut menghasilkan material berupa abu vulkanik, pasir, dan kerikil. Material hasil letusan tersebut jika bercampur dengan air hujan maka akan mengakibatkan terjadinya banjir lahar dingin. Sungai Mujur merupakan salah satu sungai yang berhulu di Gunung Semeru, sehingga Sungai Mujur memiliki potensi besar terjadi banjir lahar dingin. Oleh karena itu, pada Tugas Akhir ini direncanakan Sabo Dam dengan tujuan sabo dam tersebut mampu menahan sedimen yang dihasilkan oleh banjir lahar dingin dengan picuan hujan rencana periode ulang 50 tahun. Pada Tugas Akhir ini direncanakan sabo dam dengan tipe terbuka (tipe lubang).

Perencanaan sabo dam dilakukan dengan menganalisa data hidrologi berupa curah hujan yang menghasilkan curah hujan rencana periode ulang 50 tahun. Curah hujan rencana tersebut digunakan untuk mendapatkan besar debit banjir rencana periode ulang 50 tahun. Dalam perhitungan debit banjir rencana digunakan dua kondisi yaitu kondisi banjir tanpa sedimen dan kondisi banjir dengan sedimen. Debit banjir dengan sedimen diperoleh dari debit banjir dikalikan dengan konsentrasi

sedimen. Perhitungan tubuh sabo dam yang meliputi perencanaan main dam, apron dan sub dam dilakukan berdasarkan debit banjir rencana dengan sedimen periode ulang 50 tahun. Sabo dam direncanakan menggunakan material beton dengan kemiringan bagian hulu 1:1 sedangkan bagian hilir dengan kemiringan 1:0.6. Dari hasil analisa didapatkan tinggi efektif main dam 10.5 m, kedalaman pondasi main dam 2 m serta volume tampungan total sebesar 321670.6 m³. Perhitungan tubuh sabo dam tersebut aman terhadap gaya-gaya yang terjadi baik pada kondisi muka air normal maupun pada kondisi muka air banjir.

Kata kunci : Apron, Main Dam, Sabo Dam Sungai Mujur, Sub Dam

DESIGN OF OPEN-TYPE SABO DAM AS SEDIMENT CONTROL STRUCTURE OF MOUNT SEMERU AT MUJUR RIVER LUMAJANG DISTRICT

Student Name : Restu Dyah Siam Pratiwi
NRP : 3112 100 077
Department : Civil Engineering FTSP-ITS
Supervisor : Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc
Nastasia Festy M, S.T, M.T

Abstract

Mount Semeru is an active volcano in Indonesia, located between Lumajang and Malang district. The eruption of Mount Semeru is in short duration and in low intensity, but works continuously every 10 to 20 minutes during the year. The eruption produce materials such as volcanic ash, sand, and gravel. These material eruption when mixed with water will cause lahar flood. Mujur River is one of the river which has high potential for lahar flood. Therefore in this final project is designed sabo dam on the upstream of Mount Semeru with the aim of sabo dam is able to withstand the sediment produced by lahar flood with rain design on return period of 50 years. In this final project is designed open-type sabo dam.

Design of sabo dam by analyzing hydrological data in the form of precipitation which resulted in rainfall design on return period of 50 years. Rainfall design is used to obtain flood discharge design on return period of 50 years. In the calculation of flood discharge design used two conditions, flood conditions without sediment and flood conditions with sediment. The flood discharge with sediment obtained from sediment concentration multiplied by flood discharge without sediment. Calculation of sabo dam body includes design of main dam, apron and sub dam carried by the flood discharge with sediment design on return period of 50 years. Sabo dam is designed using concrete material with the upstream slope of 1: 1 and the downstream slope of 1:

0.6. It can be conclude that the effective height of main dam 10.5 m, foundation depth of main dam 2 m, and total storage of sabo dam is 321670.6 m^3 . The calculation of main dam stability is save from the force which occur in flood water level and normal water level conditions.

Keywords : *Sabo Dam of Mujur River, Main Dam, Apron, Sub Dam*

DAFTAR ISI

HALAMAN JUDUL	i
<i>TITLE PAGE</i>	ii
LEMBAR PENGESAHAN	iii
ABSTRAK	v
<i>ABSTRACT</i>	vii
KATA PENGANTAR	ix
DAFTAR ISI	xi
DAFTAR TABEL	xv
DAFTAR GAMBAR	xvii
DAFTAR LAMPIRAN	xix
 BAB I PENDAHULUAN	 1
1.1 Latar Belakang	1
1.2 Rumusan Masalah	2
1.3 Tujuan.....	3
1.4 Batasan Masalah.....	3
1.5 Manfaat.....	3
 BAB II TINJAUAN PUSTAKA	 5
2.1 Umum.....	5
2.2 Bangunan Sabo.....	6
2.2.1 Pengertian Bangunan Sabo	6
2.2.2 Titik Peninjauan	7
2.2.3 Sabo Dam.....	9
2.3 Analisis Hidrologi	11
2.3.1 Distribusi Curah Hujan Wilayah/Rata-Rata Daerah (Area DAS)	11
2.3.2 Perhitungan Curah Hujan Rencana	13
2.3.3 Analisa Distribusi Frekuensi	14
2.3.4 Uji Kecocokan Distribusi Hujan	15
2.3.5 Analisa Curah Hujan Efektif.....	17
2.3.6 Perhitungan Hidrograf Debit Banjir Rencana	18

2.4 Analisis Pengaruh Sedimen	21
2.4.1 Konsentrasi Sedimen	21
2.4.2 Debit Banjir dengan Sedimen	21
2.5 Analisis Hidrolika	22
2.5.1 <i>Main Dam</i>	22
2.5.2 Apron (Lantai Olakan)	35
2.5.3 Sub Dam	37
2.5.4 Dinding Tepi	40
2.6 Analisis Stabilitas	41
2.6.1 Gaya-Gaya	41
2.6.2 Kuantitas Gaya	42
2.6.3 Pengujian Stabilitas	46
BAB III METODOLOGI	51
3.1 Survei Pendahuluan	51
3.2 Studi Literatur	51
3.3 Pengumpulan Data	52
3.4 Perumusan Konsep Pengerjaan	52
3.5 Kesimpulan	54
3.6 Diagram Alir	54
BAB IV ANALISA HIDROLOGI	57
4.1 Pemilihan Lokasi Sabo Dam	57
4.2 Perhitungan Hujan Rata-rata	58
4.3 Perhitungan Distribusi Frekuensi	61
4.3.1 Distribusi Pearson Tipe III	65
4.3.2 Distribusi Log Pearson Type III	65
4.4 Uji Kecocokan Distribusi	66
4.4.1 Uji Chi Kuadrat (<i>Chi Square Test</i>)	66
4.4.2 Uji Smirnov-Kolmogorov	69
4.4.3 Kesimpulan Uji Coba Distribusi	73
4.5 Perhitungan Curah Hujan Rencana	74
4.6 Perhitungan Curah Hujan Efektif	76
4.7 Perhitungan Debit Banjir Rencana	79

BAB V PERENCANAAN SABO DAM	97
5.1 Perencanaan Main Dam.....	97
5.1.1 Pelimpah.....	97
5.1.2 Kecepatan Air di Atas Pelimpah.....	99
5.1.3 Tinggi Efektif Main Dam.....	99
5.1.4 Kapasitas Tampung Sedimen.....	102
5.1.5 Tebal Mercu Pelimpah.....	104
5.1.6 Kemiringan Bagian Hilir.....	104
5.1.7 Kemiringan Bagian Hulu.....	105
5.1.8 Sayap Dam.....	106
5.1.9 Pondasi Dam.....	107
5.1.10 Lubang Drainase.....	108
5.2 Perencanaan Apron (Lantai Olakan).....	108
5.2.1 Tebal Apron.....	108
5.2.2 Panjang Terjunan.....	108
5.2.3 Panjang Loncatan Air.....	109
5.2.4 Panjang Apron.....	110
5.2.5 Dinding Tepi.....	110
5.3 Perencanaan Sub Dam.....	111
5.3.1 Lebar Pelimpah.....	111
5.3.2 Tinggi <i>Overlapping</i> Sub Dam.....	111
5.3.3 Kecepatan Air di Atas Mercu Sub Dam.....	111
5.3.4 Kedalaman <i>Scouring</i>	112
5.3.5 Tinggi Sub Dam.....	112
5.3.6 Tebal Mercu Pelimpah Sub Dam.....	113
5.3.7 Kemiringan Tubuh Sub Dam.....	113
5.3.8 Tinggi Air di Hilir Sub Dam.....	113
5.4 Kontrol Kestabilan.....	113
5.4.1 Gaya-gaya yang Bekerja pada Pelimpah.....	114
5.4.2 Kontrol Terhadap Guling.....	120
5.4.3 Kontrol Terhadap Geser.....	122
5.4.4 Kontrol Terhadap Daya Dukung Tanah.....	123
5.4.5 Titik Berat Main Dam.....	125
5.4.6 Kontrol Peredam Energi.....	125

BAB VI KESIMPULAN DAN SARAN 129

 6.1 Kesimpulan 129

 6.2 Saran 130

DAFTAR PUSTAKA 131

LAMPIRAN 133

DAFTAR TABEL

Tabel 2.1 Parameter Faktor Distribusi	13
Tabel 2.2 Nilai Kritis Do untuk Uji <i>Smirnov-Kolmogorov</i>	16
Tabel 2.3 Koefisien Pengaliran	18
Tabel 2.4 Penetapan Tebal Mercu Pelimpah.....	28
Tabel 4.1 Curah Hujan Maksimum Tiap Stasiun Hujan	59
Tabel 4.2 Perbandingan Luas Daerah Pengaruh Stasiun Hujan ..	60
Tabel 4.3 Curah Hujan Maksimum Tahunan	61
Tabel 4.4 Perhitungan Parameter Statistik	62
Tabel 4.5 Perhitungan Parameter Statistik Logaritma.....	63
Tabel 4.6 Perbandingan Hasil Parameter dengan Syarat Distribusi ..	64
Tabel 4.7 Batas Distribusi Pearson Type III	67
Tabel 4.8 Uji Chi Kudrat Distribusi Pearson Type III	67
Tabel 4.9 Batas Distribusi Log Pearson Type III	68
Tabel 4.10 Uji Chi Kudrat Distribusi Log Pearson Type III	69
Tabel 4.11 Hasil Uji Smirnov-Kolmogorov untuk Distribusi Pearson Type III	71
Tabel 4.12 Hasil Uji Smirnov-Kolmogorov untuk Distribusi Pearson Type III	73
Tabel 4.13 Kesimpulan Uji Kecocokan.....	73
Tabel 4.14 Curah Hujan Rencana Log Type Pearson III	75
Tabel 4.15 Curah Hujan Rencana Pearson Type III.....	76
Tabel 4.16 Koefisien Pengaliran DAS Mujur	76
Tabel 4.17 Perhitungan Curah Hujan Rencana	77
Tabel 4.18 Curah Hujan Efektif Jam-jam an.....	78
Tabel 4.19 Perhitungan Unit Hydrograph	81
Tabel 4.20 Perhitungan Unit Hydrograph	81
Tabel 4.21 Perhitungan Unit Hydrograph	82
Tabel 4.22 Perhitungan Unit Hydrograph	82
Tabel 4.23 Debit Maksimum Periode Ulang 50 Tahun.....	85
Tabel 4.24 Debit dengan Sedimen Periode Ulang 50 Tahun	91
Tabel 5.1 Perhitungan Debit Tiap Penampang.....	100

Tabel 5.2 Perhitungan Gaya Uplift Titik Saat Muka Air Normal	118
Tabel 5.3 Perhitungan Gaya Uplift Bidang Vertikal dan Horizontal Saat Muka Air Normal	118
Tabel 5.4 Perhitungan Gaya Uplift Titik Saat Muka Air Banjir.....	118
Tabel 5.5 Perhitungan Gaya Uplift Bidang Vertikal dan Horizontal Saat Muka Air Banjir.....	118
Tabel 5.6 Perhitungan Momen Kontrol Guling Muka Air Normal	120
Tabel 5.7 Perhitungan Momen Kontrol Guling Muka Air Banjir	121
Tabel 5.8 Perhitungan Penjumlahan Gaya yang Bekerja pada Kondisi Muka Air Normal.....	122
Tabel 5.9 Perhitungan Penjumlahan Gaya yang Bekerja pada Kondisi Muka Air Banjir.....	123
Tabel 5.10 Perhitungan Titik Berat Pelimpah	125
Tabel 5.11 Perhitungan Gaya Uplift Titik Peredam Energi	126
Tabel 5.12 Perhitungan Tebal Lantai Pada Titik Bangunan Peredam Energi	126
Tabel 5.13 Perhitungan Gaya Uplift Titik Peredam Energi	127
Tabel 5.14 Perhitungan Tebal Lantai Pada Titik Bangunan Peredam Energi	127

DAFTAR GAMBAR

Gambar 1.1 Letak Sungai Mujur	2
Gambar 2.1 Lokasi Bangunan Pengendali Sedimen Eksisting.....	6
Gambar 2.2 Kondisi Dimana Aliran Debris Berhenti	8
Gambar 2.3 Pola dasar penanggulangan banjir sedimen (aliran debris) akibat letusan gunung api	9
Gambar 2.4 Sabo Dam Tipe Tertutup	10
Gambar 2.5 Sabo Dam Tipe Terbuka (Tipe Lubang).....	10
Gambar 2.6 Sabo Dam Tipe Terbuka (<i>Slit</i>).....	11
Gambar 2.7 Hidrograf Nakayazu	20
Gambar 2.8 Berbagai Posisi Pelimpah Sabo Dam	23
Gambar 2.9 Tabel Koefisien Daerah Aliran Sungai.....	24
Gambar 2.10 Tabel nilai h_3 berdasarkan Q_s	25
Gambar 2.11 Tabel nilai h_3 berdasarkan I	25
Gambar 2.12 Posisi Sabo Dam.....	27
Gambar 2.13 Sabo Dam tampak samping	29
Gambar 2.14 Beberapa Pertimbangan Desain Sayap	33
Gambar 2.15 Posisi Dinding Tepi	41
Gambar 2.16 Tabel gaya-gaya pada Sabo Dam	41
Gambar 2.17 Perhitungan Berat Tubuh Dam.....	42
Gambar 2.18 Tekanan Air Statis	43
Gambar 2.19 Tekanan Air Dinamis	43
Gambar 2.20 Hubungan antara koefisien C_m dan $\sec\theta$	44
Gambar 2.21 Hubungan antara koefisien m , θ dan $\sec\theta$	44
Gambar 2.22 Tekanan Endapan Sedimen	44
Gambar 2.23 Gaya Angkat Air pada tanah/batuan : keras (atas) dan lembek (bawah)	45
Gambar 2.24 Gaya Gempa pada Dam.....	46
Gambar 2.25 Tabel daya dukung tanah.....	46
Gambar 2.26 Resultante Gaya Luar Pada Sabo Dam.....	47
Gambar 2.27 Reaksi lapisan tanah pada beban Sabo Dam.....	48
Gambar 3.1 Diagram Alir Perancangan Sabo Dam.....	55

Gambar 4.1 Lokasi Perencanaan Sabo Dam.....	58
Gambar 4.2 Luasan Polygon Thiessen	60
Gambar 4.3 Grafik Distribusi Hujan	79
Gambar 4.4 Grafik Unit Hydrograph Metode Nakayasu.....	85
Gambar 4.5 Hydrograph Debit 50 Tahun Metode Nakayasu	90
Gambar 4.6 Hydoraph Debit Banjir dengan Sedimen Periode Ulang 50 Tahun	95
Gambar 4.7 Perbandingan Hydoraph Debit Banjir dengan Sedimen dan tanpa Sedimen Periode Ulang 50 Tahun.....	96
Gambar 5.1 Potongan Melintang Sungai Mujur.....	100
Gambar 5.2 Rating Curve.....	101
Gambar 5.3 Gaya yang Bekerja saat Muka Air Normal.....	114
Gambar 5.4 Gaya yang Bekerja saat Muka Air Banjir.....	114

DAFTAR LAMPIRAN

Lampiran 1 Data-Data	133
Lampiran 2 Grafik yang Digunakan.....	135
Lampiran 3 Gambar Perencanaan	139

BAB I

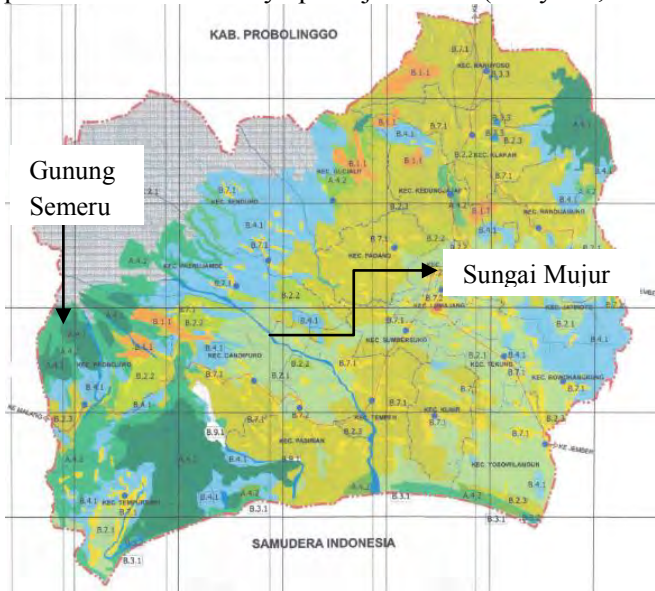
PENDAHULUAN

1.1 Latar Belakang

Gunung Semeru merupakan salah satu gunung api aktif di Indonesia, yang terletak di Kabupaten Lumajang dan Kabupaten Malang, Jawa Timur. Aktivitas berupa letusan Gunung Semeru terdapat di kawah Jonggring Saloko yang terletak di sebelah Tenggara puncak Mahameru. Letusan-letusan yang terjadi berlangsung singkat dan relatif kecil, namun bekerja terus menerus setiap 10 sampai 20 menit sekali sepanjang tahun (BBWS, 2013). Material hasil letusan Gunung Semeru berupa abu vulkanik, pasir, kerikil, pasir dan kerikil yang pada suatu saat akan longsor turun ke bawah atau berhenti di lereng-lereng sekitar puncak. Ketika hujan lebat, maka material hasil letusan tersebut akan bercampur dengan air yang kemudian menjadi banjir lahar dingin. Banjir lahar dingin Gunung Semeru yang tercatat sejak tahun 1909, mengakibatkan kerugian yang sangat besar. Kerugian tersebut diantaranya kerusakan pada prasarana dan sarana milik pemerintah, tenggelamnya lahan pertanian, serta kerusakan pada pemukiman penduduk sehingga menimbulkan pengungsian secara besar-besaran.

Sungai Mujur merupakan salah satu sungai yang berhulu di Gunung Semeru, sehingga Sungai Mujur memiliki potensi besar terjadi banjir lahar. Oleh karena itu, diperlukan Sabo Dam sebagai bangunan pengendali sedimen di Sungai Mujur yang mampu menampung sedimen yang diakibatkan oleh banjir lahar. Dalam Tugas Akhir ini, direncanakan Sabo Dam dengan tipe terbuka (tipe lubang). Kelebihan Sabo Dam tipe terbuka, aliran lahar akan tertahan sementara kemudian secara berangsur-angsur sedimen yang terendap akan mengalir ke hilir pada saat banjir besar maupun banjir kecil. Dengan mengalirnya sedimen ke hilir secara perlahan, maka akan mengurangi jumlah sedimen yang tertampung sehingga Sabo Dam tersebut masih mampu untuk menahan sedimen akibat banjir lahar berikutnya.

Sabo Dam merupakan salah satu upaya untuk mengendalikan atau mengamankan erosi atau banjir lahar dengan cara menampung sedimen yang dihasilkan oleh banjir lahar tersebut (Sudiarti, 2006). Secara alami, aliran lahar akan berhenti sendiri apabila kemiringan dasar sungai berubah menjadi setengahnya atau apabila lebar sungai berubah menjadi dua kalinya. Daerah tersebut biasanya merupakan daerah kipas alluvial, yang merupakan lokasi dimulainya pekerjaan sabo (Cahyono, 2000).



Gambar 1.1 Letak Sungai Mujur

Sumber : PPK Pengendalian Lahar Gunung Semeru

1.2 Rumusan Masalah

Rumusan masalah dari penulisan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Bagaimana menentukan lokasi kedudukan *Sabo* Dam pada Sungai Mujur?
2. Bagaimana analisa hidrologi untuk mengetahui besar debit banjir rencana Sungai Mujur ?

3. Bagaimana analisa pengaruh sedimen untuk mengetahui besar debit banjir dengan sedimen Sungai Mujur ?
4. Bagaimana perencanaan main dam untuk *Sabo* Dam Sungai Mujur
5. Bagaimana perencanaan sub dam dan apron untuk *Sabo* Dam Sungai Mujur ?
6. Berapa kapasitas sedimen yang mampu ditampung oleh *Sabo* Dam rencana?

1.3 Tujuan

Tujuan dari penulisan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Memilih lokasi kedudukan *Sabo* Dam yang tepat pada Sungai Mujur.
2. Mendapatkan besar debit banjir rencana Sungai Mujur.
3. Mendapatkan besar debit banjir dengan sedimen Sungai Mujur.
4. Merencanakan dimensi main dam untuk *Sabo* Dam Sungai Mujur.
5. Merencanakan dimensi sub dam dan apron untuk *Sabo* Dam Sungai Mujur.
6. Mendapatkan besar daya tampung sedimen pada *Sabo* Dam rencana.

1.4 Batasan Masalah

Yang menjadi batasan masalah dalam penulisan Tugas Akhir ini adalah sebagai berikut:

1. Tidak menghitung biaya konstruksi *Sabo* Dam.
2. Tidak memperhitungkan kapasitas bangunan pengendali sedimen yang sudah ada (eksisting).
3. Tidak menghitung kestabilan dinding tepi.

1.5 Manfaat

Manfaat yang diharapkan diperoleh dari penulisan tugas akhir ini adalah sebagai berikut :

1. Bagi penulis sebagai syarat pengajuan tugas akhir bidang hidroteknik dan mampu untuk merencanakan *Sabo Dam*.
2. Bagi pembaca, sebagai referensi dalam merencanakan *Sabo Dam*.

BAB II

TINJAUAN PUSTAKA

Bab tinjauan pustaka ini membahas beberapa teori yang berkaitan dengan perencanaan Sabo Dam di Sungai Mujur Kabupaten Lumajang. Pada perencanaan Sabo Dam, selain diperlukan tinjauan mengenai desain Sabo Dam, diperlukan juga tinjauan mengenai pola tindakan pengendalian aliran debris untuk menentukan lokasi perencanaan Sabo Dam yang sesuai.

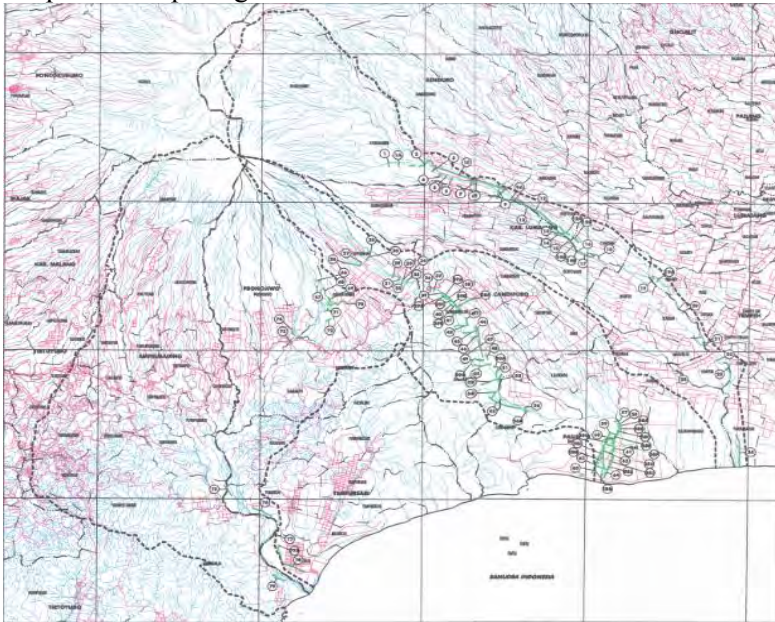
2.1 Deskripsi Umum

Gunung Semeru saat meletus menimbulkan bencana atau bahaya baik bencana primer maupun sekunder. Bahaya primer berupa awan panas, aliran lava, lontaran bahan bom gunung api, lontaran material vulkanik, lapilli, pasir dan abu gunung api. Sedangkan bahaya sekunder berupa banjir lahar dingin atau lahar hujan, yaitu timbunan material vulkanik yang dibawa banjir akibat hujan.

Banjir lahar dingin dan letusan Gunung Semeru, disebabkan oleh kontur Semeru yang menciptakan semacam cekungan di puncak Mahameru (Puncak Semeru). Cekungan ini menyebabkan lahar dingin dan panas akan mengarah ke besuk-besuk (sungai-sungai) di hilirnya. Berbeda dengan gunung yang tak memiliki cekungan sebagai jalur lelehan lahar, tipe Semeru berpotensi menimbulkan banyak korban, karena aliran laharnya menyebar ke mana-mana. Selama ini pemerintah telah mengeluarkan peringatan kewaspadaan bagi pencari pasir. Sudah ada larangan resmi bermukim di wilayah dengan radius 4-5 km dari sungai-sungai tersebut.

Pemerintah melalui PPK Gunung Semeru berusaha mengurangi ancaman bahaya banjir lahar dengan membuat bangunan-bangunan pengendali sedimen yang dilengkapi dengan bangunan penunjangnya seperti peninggian tanggul, pembuatan krib dan sebagainya. Beberapa bangunan pengendali

sedimen baik yang sudah ada maupun yang akan direncanakan dapat dilihat pada gambar 2.1 dibawah ini.



Gambar 2.1 Lokasi Bangunan Pengendali Sedimen Eksisting
(Sumber : BBWS, 2013)

2.2 Bangunan Sabo

2.2.1. Pengertian Bangunan Sabo

Menurut Zaini (2005), dalam pengertiannya, Sabo adalah suatu terminologi teknik berasal dari bahasa Jepang “Sa” dan “Bo” yang dalam pengertian secara luas berarti *erotion and sediment control works* atau pengendalian erosi dan sedimen. Istilah Sabo berarti penanggulangan pasir dan kerikil yang pada hakekatnya merupakan usaha untuk mencegah lahan pegunungan terhadap kerusakan akibat erosi, melindungi penduduk dan infrastruktur di bagian hilir terhadap ancaman bencana akibat erosi dan sedimen.

Menurut T. Yokota (1971) fungsi dasar berbagai fasilitas bangunan pengendalian sedimen (Sabo) adalah sebagai berikut :

- a. Berfungsi menangkap aliran debris sehingga debit aliran berkurang.
- b. Berfungsi mengarahkan dan memperlambat kecepatan aliran debris.
- c. Berfungsi sebagai tempat pengendapan aliran debris.
- d. Penyediaan lahan (hutan) berfungsi sebagai tempat untuk penyebaran dan penghambat aliran debris.
- e. Berfungsi sebagai pengarah aliran untuk mencegah penyebaran aliran debris.
- f. Berfungsi untuk membatasi terjadinya aliran debris.

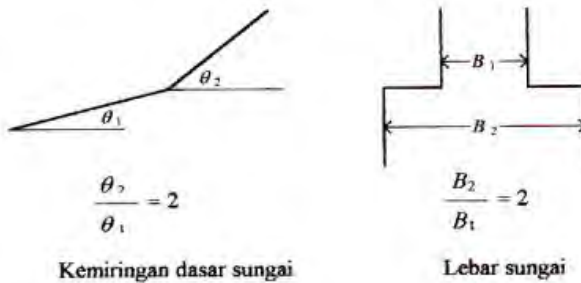
2.2.2. Titik Peninjauan

Lahar hujan terjadi akibat hujan yang terus menerus dalam jangka waktu tertentu di atas timbunan endapan material vulkanik di sekitar puncak dan lereng gunung berapi. Air hujan yang turun di atas endapan material vulkanik ini akan mengakibatkan endapan material menjadi jenuh dan mudah longsor atau runtuh. Sumaryono dalam Mukhlisin (1999) menyatakan bahwa longsor campuran material vulkanik dengan air hujan ini mengalir menuju sungai-sungai yang berhulu di sekitar endapan lereng dan puncak gunung berapi dalam bentuk aliran lumpur atau aliran debris.

Aliran debris adalah aliran massa berupa campuran antara air dengan sedimen yang mempunyai konsentrasi tinggi (Mukhlisin, 1999). Menurut Takahashi (1991), mendeskripsikan mekanisme aliran debris dengan menganggap bahwa air dan material endapan yang terangkut aliran, sebagai satu kesatuan yaitu material debris.

Secara alami, aliran debris akan berhenti sendiri apabila kemiringan dasar sungai berubah menjadi

setengahnya atau apabila lebar sungai berubah menjadi dua kalinya seperti pada gambar 2.1.

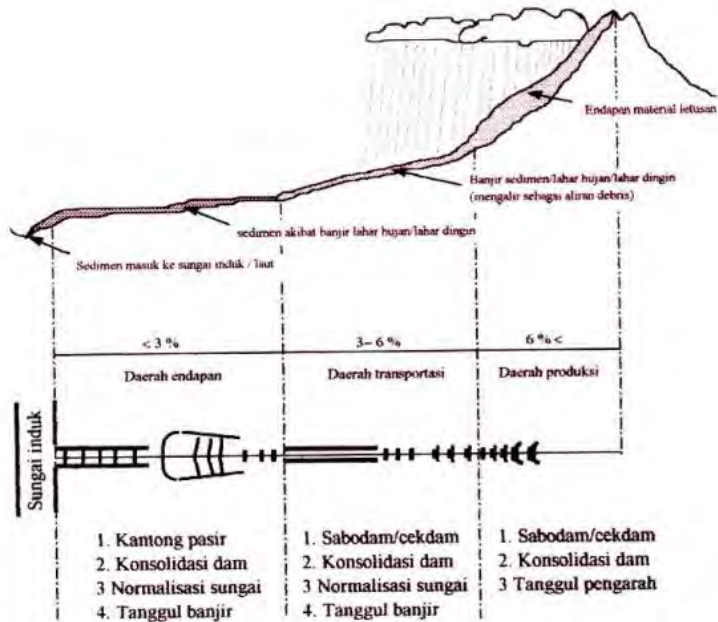


Gambar 2.2 Kondisi Dimana Aliran Debris Berhenti

(Sumber : H. Ikeya, 1979)

Sasaran dari pekerjaan sabo adalah semua material pasir, kerikil maupun batu-batu berbagai ukuran yang ada di hulu, baik yang berada di palung sungai, tebing sungai maupun bukit-bukit yang diperkirakan akan longsor atau runtuh atau disebut dengan daerah sumber produksi sedimen (Cahyono, 2000). Daerah produksi sedimen adalah daerah yang terletak pada lereng bagian hulu dengan kemiringan $> 6^\circ$. Penanggulangan banjir lahar dingin pada produksi sedimen ini dapat diantisipasi dengan cara membuat bangunan penahan sedimen, dam konsolidasi dan dam pengarah aliran. Dengan dibuat bangunan ini diharapkan dapat mengurangi besarnya aliran lahar dingin dan memperkecil kecepatan aliran tersebut. Pada daerah transportasi sedimen, yaitu daerah yang memiliki kemiringan berkisar antara 3° s/d 6° yang merupakan daerah perkampungan dan pertanian dapat diantisipasi dengan cara membangun konsolidasi dam, normalisasi alur, dam penahan sedimen (sabo dam), dan tanggul. Sedangkan daerah endapan sedimen, yaitu daerah yang terletak pada bagian hilir dengan kemiringan $< 3^\circ$ dapat diatasi dengan membangun bangunan kantong lumpur, dam konsolidasi,

dan normalisasi. Pola dasar penanggulangan banjir sedimen ditampilkan pada gambar 2.2.



Gambar 2.3. Pola dasar penanggulangan banjir sedimen (aliran debris) akibat letusan gunung api

(Sumber : Cahyono, 2000)

2.2.3. Sabo Dam

Sabo Dam merupakan salah satu dari macam-macam fasilitas bangunan Sabo. Fungsi utama Sabo Dam adalah untuk menahan dan mengendalikan aliran sedimen yang akan mengalir ke hilir. Berdasarkan mekanisme pengendalian aliran debris, Sabo Dam dapat dibedakan menjadi dua yaitu Sabo Dam tipe tertutup dan Sabo Dam tipe terbuka (Cahyono, 2000).

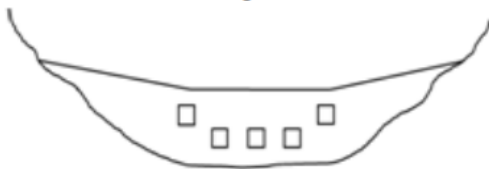
Sabo dam tipe tertutup akan segera dipenuhi sedimen, sekalipun terjadi banjir aliran debris sedimen/lahar yang kecil. Sehingga saat terjadi banjir aliran

debris sedimen/lahar yang besar dimana sangat membahayakan dan merusak, kemampuan sabo dam mengurangi volume sedimen sudah sangat terbatas. Bentuk Sabo Dam tipe tertutup seperti pada gambar 2.3.



Gambar 2.4 Sabo Dam Tipe Tertutup
(Sumber : Cahyono, 2000)

Sabo dam tipe terbuka dapat dibedakan menjadi tipe saluran dan tipe kisi-kisi. Tipe saluran dapat dibedakan menjadi tipe lubang dan tipe slit. Sabo dam tipe terbuka dengan kisi-kisi yang terbuat dari pipa-pipa baja belum pernah dibuat di Indonesia. Karena harganya relative mahal. Prinsip Sabo Dam terbuka adalah *main* dam diberi lubang sesuai dengan persyaratan agar mampu mengalirkan sedimen ke hilir secara perlahan dan bertahap pada saat banjir. Bentuk Sabo Dam tipe terbuka dapat dilihat pada gambar 2.3 dan 2.4.



Gambar 2.5 Sabo Dam Tipe Terbuka (Lubang)
(Sumber : Cahyono, 2000)



Gambar 2.6 Sabo Dam Tipe Terbuka (*Slit*)

(Sumber : Cahyono, 2000)

2.3 Analisis Hidrologi

Analisa hidrologi dilakukan untuk mendapatkan besar debit banjir rencana yang akan digunakan untuk merencanakan dimensi Sabo Dam. Analisa hidrologi yang dilakukan meliputi:

2.3.1 Distribusi Curah Hujan Wilayah/Rata-Rata Daerah (Area DAS)

Gambaran mengenai distribusi hujan di seluruh daerah aliran sungai diketahui dengan cara memilih beberapa stasiun yang tersebar di seluruh DAS. Stasiun terpilih adalah stasiun yang berada dalam cakupan areal DAS dan memiliki data pengukuran iklim secara lengkap. Beberapa metode yang dapat dipakai untuk menentukan curah hujan rata-rata adalah metode Arithmetik, Thiessen, dan Peta Isohyet. Untuk keperluan pengolahan data curah hujan menjadi data debit diperlukan data curah hujan bulanan, sedangkan untuk mendapatkan debit banjir rancangan diperlukan analisis data dari curah hujan harian maksimum. Pada metode aritmetik (aljabar) dianggap bahwa data curah hujan dari suatu tempat pengamatan dapat dipakai untuk daerah pengaliran di sekitar tempat itu dengan merata-rata langsung stasiun penakar hujan yang digunakan. Perhitungan secara aljabar curah hujan di dalam dan di sekitar daerah yang bersangkutan.

$$\bar{R} = \frac{1}{n} (R_1 + R_2 + \dots + R_n) \quad (2-1)$$

Dimana \bar{R} :
= Curah hujan daerah (mm)

n = Jumlah titik Pengamatan
 $R_1, R_2, \dots R_n$ = Curah hujan di tiap titik pengamatan (mm)

Hasil yang diperoleh dengan cara ini tidak jauh berbeda dengan dari hasil yang didapat dengan cara lain, jika titik pengamatan itu banyak dan tersebar merata di seluruh daerah yang bersangkutan. Keuntungan cara ini adalah obyektif yang berbeda dengan umpama cara isohiet, dimana faktor obyektif turut menentukan.

Pada metode Thiessen dianggap bahwa data curah hujan dari suatu tempat pengamatan dapat dipakai untuk daerah pengaliran di sekitar tempat itu. Metode perhitungan dengan membuat poligon yang memotong tegak lurus pada tengah-tengah kurva penghubung dua stasiun hujan. Dengan demikian tiap stasiun penakar (R_n) akan terletak pada suatu wilayah poligon tertutup (A_n). Perbandingan luas poligon untuk setiap stasiun yang besarnya A_n / A . Thiessen memberi rumusan sebagai berikut:

$$R = \frac{A_1 \times R_1 + A_2 \times R_2 + \dots + A_n \times R_n}{A_1 + A_2 + \dots + A_n} \quad (2-2)$$

Dimana :
 R : Curah hujan daerah rata-rata
 R_1, R_2, \dots, R_n : Curah hujan di tiap titik pos curah hujan
 A_1, A_2, \dots, A_n : Luas daerah Thiessen yang mewakili titik pos curah hujan
 n : Jumlah pos curah hujan

Metode isohyet menggunakan peta dengan kurva-kurva yang menghubungkan tempat-tempat dengan curah hujan yang sama. Besar curah hujan rata-rata bagi daerah seluruhnya didapat dengan mengalikan curah hujan rata-rata diantara kontur-kontur dengan luas daerah antara kedua kontur, dijumlahkan dan kemudian dibagi luas seluruh daerah. Curah hujan rata-rata di antara kontur biasanya diambil setengah harga dari kontur.

2.3.2 Perhitungan Curah Hujan Rencana

Frekuensi hujan adalah besarnya kemungkinan suatu besaran hujan disamai atau dilampaui dan tanpa mempedulikan adanya pengulangan secara teratur setiap kala ulang terjadi. Untuk pengolahan data ini dikenal beberapa parameter yang meliputi:

- 1) Nilai rata-rata

$$\bar{x} = \frac{\sum x}{n} \quad (2-3)$$

- 2) Deviasi standar

$$S = \sqrt{\frac{\sum (x - \bar{x})^2}{n-1}} \quad (2-4)$$

- 3) Koefisien variasi

$$Cv = \frac{S}{\bar{x}} \quad (2-5)$$

- 4) Koefisien kemencengan

$$Cs = \frac{\sum (x - \bar{x})^3 \cdot n}{(n-1)(n-2)S^3} \quad (2-6)$$

- 5) Koefisien kurtosis

$$Ck = \frac{\sum (x - \bar{x})^4 \cdot n^2}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} \quad (2-7)$$

Keterangan:

x : data dari sampel

\bar{x} : nilai rata-rata hitung

n : jumlah pengamatan

Sifat-sifat khas parameter statistik dari masing-masing distribusi teoritis dapat dilihat pada tabel berikut.

Tabel 2.1 Parameter Faktor Distribusi

No.	Jenis Distribusi	Syarat
1	Distribusi Normal	$Ck \approx 3$
		$Cs \approx 0$
2	Distribusi Log-Normal	$Cv \approx 0.06$
		$Cs \approx 3Cv + Cv^2$
3	Distribusi Gumbel	$Cs \approx 1.1396$
		$Ck \approx 5.4002$
4	Distribusi Log-Pearson III	$Cs \neq 0$
		$Cv \approx 0.05$

(Sumber : Suyono Sosrodarsono, 2003)

2.3.3 Analisa Distribusi Frekuensi

Dari hasil perhitungan curah hujan rencana dapat dilakukan analisa distribusi frekuensi untuk mendapatkan intensitas hujan yang akan digunakan untuk mencari debit banjir rencana. Beberapa metode analisa distribusi frekuensi yang biasanya digunakan dalam hidrologi antara lain:

A. Distribusi Gumbel

Persamaan Metode Gumbel adalah sebagai berikut :

$$x_t = \bar{x} + \frac{S}{S_n} (Y_T - Y_n) \quad (2-8)$$

Keterangan:

x_t : curah hujan dengan periode ulang T tahun

\bar{x} : curah hujan maksimum rata-rata

S : standar deviasi

S_n : reduce standar deviasi sebagai fungsi dari banyaknya data n

Y_n : Reduce variant sebagai fungsi dari banyaknya data n

B. Distribusi *pearson* tipe III

Perhitungan distribusi *pearson* tipe III dapat menggunakan persamaan sebagai berikut:

$$x_t = \bar{x} + k \cdot S \quad (2-9)$$

Keterangan:

x_t : curah hujan dengan periode ulang T tahun

\bar{x} : curah hujan maksimum rata-rata

k : faktor dari distribusi *pearson* III. Didapat dari table fungsi Cs dan probabilitas kejadian

S : standar deviasi

C. Distribusi log *pearson* tipe III

Bentuk distribusi log *pearson* tipe III merupakan hasil transformasi dari distribusi *pearson* tipe III dengan mengganti varian menjadi nilai

logaritmik. Sehingga bentuk persamaan merupakan persamaan garis lurus:

$$x_{tr} = \bar{x} + k \cdot S \quad (2-10)$$

Keterangan:

x_{tr} : nilai logaritma x

\bar{x} : nilai rata-rata x

k : karakteristik distribusi log *pearson* tipe III.

Nilainya tergantung nilai skewnessnya

S : standar deviasi x

2.3.4 Uji Kecocokan Distribusi Hujan

Untuk menentukan kecocokan distribusi frekuensi empiris dari sampel data terhadap fungsi distribusi frekuensi teoritis yang diperkirakan dapat menggambarkan/mewakili distribusi empiris tersebut, diperlukan pengujian secara statistik. Terdapat dua cara pengujian yaitu:

A. Uji *Smirnov-Kolmogorov*

Uji *smirnov – kolmogorov* sering disebut uji kecocokan parametrik karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi distribusi tertentu. Prosedur pengujiannya adalah sebagai berikut:

- i. Urutkan data (dari kecil ke besar atau sebaliknya) dan tentukan besarnya peluang dari tiap-tiap data tersebut.
- ii. Tentukan nilai masing-masing peluang teoritis dari hasil penggambaran data (persamaan distribusi).
- iii. Dari kedua peluang tersebut tentukan selisih terbesarnya antara peluang pengamatan dengan peluang teoritis.

$$D = \text{maximum}[P(x_m) - P'(x_m)] \quad (2-11)$$

Keterangan:

D : perbedaan peluang maksimum

$P(x_m)$: nilai peluang data pengamatan

- $P'(x_m)$: nilai peluang teoritis
- iv. Berdasarkan table nilai kritis (*Smirnov – Kolmogorov test*) tentukan harga D_o (lihat tabel 2.2).

Tabel 2.2 Nilai Kritis D_o untuk Uji *Smirnov-Kolmogorov*

N	α			
	0.2	0.1	0.05	0.01
5	0.45	0.51	0.56	0.67
10	0.32	0.37	0.41	0.49
15	0.27	0.30	0.34	0.40
20	0.23	0.26	0.29	0.36
25	0.21	0.24	0.27	0.32
30	0.19	0.22	0.24	0.29
35	0.18	0.20	0.23	0.27
40	0.17	0.19	0.21	0.25
45	0.16	0.18	0.20	0.24
50	0.15	0.17	0.19	0.23
$n > 50$	$1.07/n$	$1.22/n$	$1.36/n$	$1.63/n$

(Sumber : Suyono Sosrodarsono, 2003)

Apabila $D < D_o$ maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi dapat diterima, tetapi apabila $D > D_o$ maka distribusi teoritis yang digunakan untuk menentukan persamaan distribusi tidak dapat diterima.

B. Uji *Chi* – kuadrat (*Chi Square*)

Metode pengujian ini dimaksudkan untuk menentukan apakah persamaan distribusi pengamatan dapat disamai dengan baik oleh distribusi teoritis, yakni menguji kebenaran distribusi yang digunakan pada perhitungan frekuensi analisis.

Pengambilan keputusan uji ini menggunakan parameter χ^2 yang dapat dihitung dengan rumus:

$$\chi_h^2 = \sum_{i=1}^G \frac{(O_i - E_i)^2}{E_i} \quad (2-12)$$

Keterangan:

χ_h^2 : parameter uji chi-kuadrat

G : jumlah sub kelompok (minimal 4 data pengamatan)

O_i : jumlah nilai pengamatan pada sub-kelompok ke- i

E_i : jumlah nilai teoritis pada sub-kelompok ke- i

Nilai χ^2 hasil perhitungan harus lebih kecil dari harga χ^2_{cr} (*chi-kuadrat kritis*) dengan derajat tertentu yang biasanya diambil sebesar 5%. Derajat kebebasan secara umum dapat dihitung dengan rumus

$$Dk = K - (P + 1) \quad (2-13)$$

Keterangan:

Dk : derajat kebebasan

K : banyaknya kelas

P : banyaknya keterkaitan atau banyaknya parameter sebaran untuk chi-kuadrat ditetapkan nilainya = 2

2.3.5 Analisa Curah Hujan Efektif

Hujan efektif adalah besarnya hujan total yang menghasilkan limpasan langsung (*direct run-off*) yang terdiri dari limpasan permukaan (*subdirect run-off*) dan limpasan bawah (*sub surface run-off*).

$$R_{eff} = C \times R_t \quad (2-14)$$

Keterangan:

R_{eff} : hujan efektif (mm)

C : koefisien pengaliran

R_t : curah hujan rencana (mm)

Besarnya koefisien pengaliran ditentukan pada table 2.3

Tabel 2.3 Koefisien Pengaliran

Kondisi DAS	Angka Pengaliran (C)
Pegunungan	0.75 - 0.90
Pegunungan tersier	0.70 - 0.80
Tanah berelief berat dan berhutan kayu	0.50 - 0.75
Dataran pertanian	0.45 - 0.60
Dataran sawah irigasi	0.70 - 0.80
Sungai di pegunungan	0.75 - 0.85
Sungai di dataran rendah	0.45 - 0.75
Sungai besar yang sebagian airnya berada di dataran rendah	0.50 - 0.75

(Sumber : Suyono Sosrodarsono, 2003)

2.3.6 Perhitungan Hidrograf Debit Banjir Rencana

Perhitungan hidrograf digunakan untuk memperkirakan debit terbesar aliran sungai yang mungkin terjadi dalam satu periode tertentu yang disebut sebagai debit banjir rencana. Untuk perencanaan bendung, perhitungan debit banjir rencana dapat dilakukan dengan metode HSS *Nakayazu*. Secara umum metode *nakayazu* dirumuskan sebagai berikut:

$$Q_p = \frac{C \cdot A \cdot R_o}{3.60 \cdot (0.30 \cdot T_p + T_{0,3})} \quad (2-15)$$

Keterangan:

Q_p : debit (m^3/det)

C : koefisien pengaliran

A : luas daerah aliran sungai (km^2)

R_o : hujan satuan (mm)

T_p : tenggang waktu dari permulaan hujan sampai puncak hidrograf satuan (jam)

$T_{0,3}$: waktu yang diperlukan untuk penurunan debit dari debit puncak hingga debit mencapai 30% debit puncak hidrograf satuan (jam).

Nakayazu membagi bentuk hidrograf satuan dalam dua bagian, yaitu lengkung naik dan lengkung turun. Pada bagian lengkung naik besarnya hidrograf satuan dihitung dengan persamaan:

$$Q_a = Q_p \cdot \left(\frac{t}{T_p} \right)^{2.4} \quad (2-16)$$

Keterangan:

Q_a : limpasan sebelum mencapai debit puncak
(m³/det)

Pada bagian lengkung turun yang terdiri dari tiga bagian, rumus limpasan permukaannya adalah:

a. Untuk $Q_d > 0.30 Q_p$

$$Q_d = Q_p \cdot 0.3 \frac{t - T_p}{T_{0.3}} \quad (2-17)$$

b. Untuk $0.30 Q_p > Q_d > 0.302 Q_p$

$$Q_d = Q_p \cdot 0.3 \frac{t - T_p + 0.5 \cdot T_{0.3}}{1.5 \cdot T_{0.3}} \quad (2-18)$$

c. Untuk $0.302 Q_p > Q_d$

$$Q_d = Q_p \cdot 0.3 \frac{t - T_p + 0.5 \cdot T_{0.3}}{2 \cdot T_{0.3}} \quad (2-19)$$

Keterangan:

Q_d : debit (m³/det)

Q_p : debit puncak (m³/det)

t : satuan waktu (jam)

Waktu naik hidrograf bergantung dari waktu konsentrasi, dan dihitung dengan persamaan:

$$T_p = t_g + 0.8 t_r \quad (2-20)$$

Keterangan:

t_g : waktu konsentrasi (jam)

Waktu konsentrasi dipengaruhi oleh panjang sungai utama (L):

$$\text{Jika } L < 15 \text{ km : } t_g = 0.21 \cdot L^{0.70} \quad (2-21)$$

$$\text{Jika } L > 15 \text{ km : } t_g = 0.4 + 0.058 \cdot L \quad (2-22)$$

Keterangan:

L : panjang alur sungai (km)

t_g : waktu konsentrasi (jam)

t_g : 0,5 t_g sampai t_g (jam)

$T_{0,3}$: $\alpha \cdot t_g$

Untuk daerah pengaliran biasa $\alpha = 2$, untuk daerah bagian naik hidrograf yang lambat dan bagian menurun yang cepat $\alpha = 1.5$, dan bagian naik hidrograf yang cepat dan bagian menurun yang lambat $\alpha = 3$.

Hujan efektif yang menyebabkan terjadinya limpasan permukaan dihitung sebagai berikut:

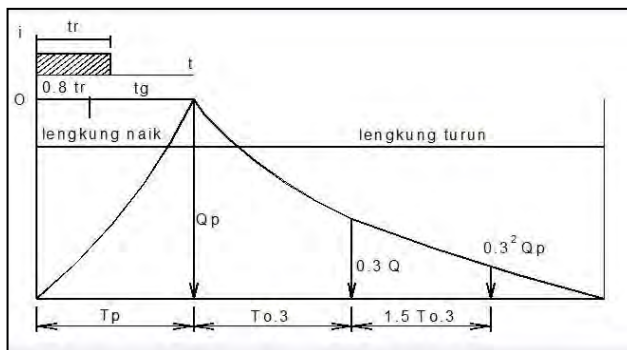
$$t_r = 0.5 \sim 0.8 t_g$$

Waktu yang diperlukan untuk penurunan debit dari debit puncak hingga debit mencapai 30% debit puncak hidrograf satuan dihitung:

$$T_{0,3} = \alpha \cdot t_g \quad (2-23)$$

Keterangan:

α : koefisien yang bergantung pada karakteristik DAS



Gambar 2.7 Hidrograf Nakayazu

(Sumber : BBWS, 2013)

2.4 Analisis Pengaruh Sedimen

2.4.1 Konsentrasi Sedimen

Konsentrasi sedimen dipengaruhi oleh kemiringan dasar sungai dan tipe aliran sedimen. Hubungan antara konsentrasi sedimen (Cd) dan kemiringan dasar sungai ($\tan \theta$) untuk tipe aliran debris dapat digunakan Rumus Takahashi (1991). Pada aliran debris gerakan kolektif partikel dianggap memenuhi seluruh kedalaman, karena semua material mengalir secara bersamaan didorong adanya tenaga sedimen. Sehingga konsentrasi sedimen (Cd) dianggap sama untuk seluruh kedalaman.

$$Cd = \frac{\rho_w \cdot \tan \theta}{(\sigma - \rho_w) \cdot (\tan \phi - \tan \theta)} \quad (2-24)$$

Dimana :

Cd = Konsentrasi sedimen dalam aliran (%)

ρ_w = Rapat massa air (t/m^3)

σ = Rapat massa debris (t/m^3)

ϕ = Sudut geser dalam ($^\circ$)

$\tan \theta$ (I) = Kemiringan rata-rata dasar sungai

2.4.2 Debit Banjir dengan Sedimen

Potensi sedimen akibat letusan dari gunung berapi pada umumnya dihitung berdasarkan jumlah endapan material (lahar dingin) yang berada di lereng gunung maupun di dasar sungai setelah terjadi letusan. Kemampuan air mengangkut sedimen, dari besarnya debit dapat dihitung berdasarkan debit banjir yang diperoleh dari analisis curah hujan dikalikan dengan konsentrasi sedimen dalam aliran. Sehingga nantinya dapat dihitung besarnya debit banjir dengan sedimen (BBWS, 2013).

$$Q_s = (1 + Cd) \cdot Q_w \quad (2-25)$$

Dimana :

Q_s = Debit banjir dengan sedimen ($m^3/detik$)

Q_w = Debit banjir rencana ($m^3/detik$)

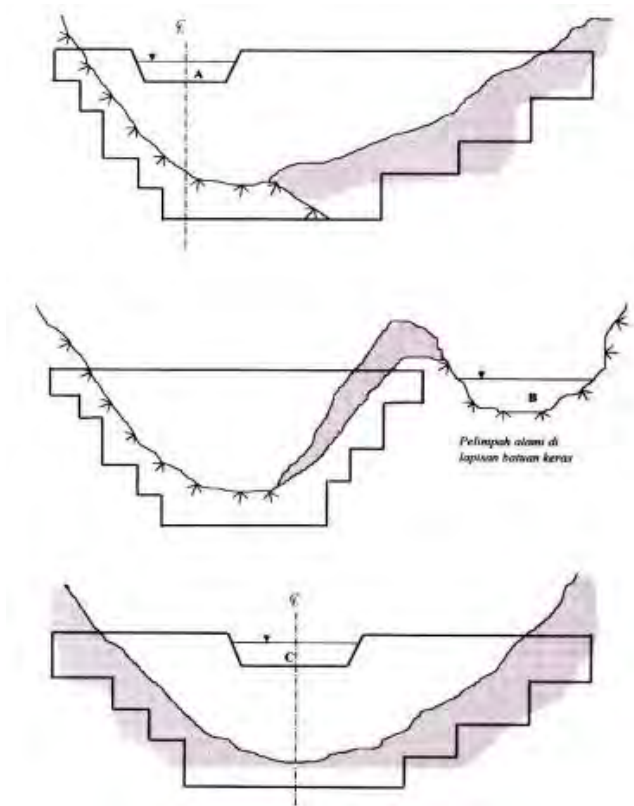
2.5 Analisis Hidrolika

2.5.1 Main Dam

Main dam adalah komponen dari bangunan Sabo Dam yang berada di sebelah hulu yang fungsinya adalah untuk membendung aliran debit besar yang lewat sehingga sebagian sedimen yang mengalir bersamaan aliran air tertahan/tertampung tidak mengalir semuanya ke arah hilir.

A. Posisi Pelimpah

Posisi pelimpah harus mempertimbangkan arah alur sungai. Sebagaimana diketahui, bahwa aliran debris/lahar cenderung mengalir lurus tidak mengikuti alur sungai. Kekuatan aliran debris sangat besar, sehingga mampu mengikis tebing sungai. Dengan demikian, ada kemungkinan aliran debris/lahar melimpas keluar alur sungai. Untuk itu, posisi pelimpah harus mampu mengarahkan aliran debris/lahar tetap berada di alur sungai, atau diupayakan tidak mengarah ke daerah pemukiman dan tanah pertanian. Apabila salah satu tebing sungai diketahui berupa lapisan batuan keras, maka posisi pelimpah diletakkan pada lapisan batuan keras tersebut seperti gambar 2.7A. Kadang-kadang disebelah alur utama terdapat alur lainnya yang berada di lapisan batuan keras, maka alur ini dapat dijadikan sebagai pelimpah seperti gambar 2.7B. Apabila tidak ada indikasi lapisan batuan keras, maka posisi pelimpah berada pada bagian tengah sungai seperti pada gambar 2.7C.



Gambar 2.8 Berbagai Posisi Pelimpah Sabo Dam
(Sumber : Cahyono, 2000)

B. Lebar Pelimpah

Bentuk pelimpah bendung penahan sedimen yang dipakai adalah berbentuk trapesium dengan persamaan yang digunakan:

$$Q_s = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) h_3^{\frac{3}{2}} \quad (2-26)$$

dengan :

Q_s = Debit aliran debris (m^3/s) periode ulang 50 atau 100 tahunan

h_3 = Tinggi air diatas pelimpah (m)

B_1 = Lebar dasar pelimpah (m)

B_2 = Lebar atas pelimpah (m)

$$= B_1 + h_3$$

g = Percepatan gravitasi (9.8 m/s²)

C = Koefisien pelimpah (0.6-0.66)

Lebar dasar pelimpah (B_1) tergantung pada lebar sungai setempat dan debit aliran debris, secara empiris lebar dasar pelimpah dapat ditentukan berdasarkan rumus berikut ini.

$$B_1 = \alpha \sqrt{Q_s} \quad (2-27)$$

Dimana :

B_1 = Lebar dasar pelimpah (m)

Q_s = Debit aliran debris (m³/s)

α = Koefisien daerah aliran sungai, ditentukan berdasarkan luas daerah aliran sungai sebagai berikut:

Luas DAS (km ²)	α
0.1 - 1.0	3.0
1.0 - 10.0	4.0
10.0 - 100.0	5.0
100 - 500.0	6.0

Gambar 2.9 Tabel Koefisien Daerah Aliran Sungai

(Sumber : Cahyono, 2000)

C. Tinggi Pelimpah

Tinggi pelimpah ditentukan berdasarkan kapasitas tampung dan kontrol aliran debris yang lewat sesuai perencanaan. Dalam perencanaan tinggi pelimpah, diperlukan ruang/tinggi jagaan untuk keamanan apabila ketinggian banjir rencana tersebut lebih besar dari ketinggian yang ada, kemungkinan disebabkan kedatangan aliran debris yang sulit diperhitungkan jumlahnya. Maka tinggi pelimpah dapat dihitung :

$$H = h_3 + h_3' \quad (2-28)$$

Dimana :

H = Tinggi pelimpah (m)

h_3 = Tinggi muka air pada saat banjir (m)

h_3' = Tinggi jagaan/*freeboard* (m)

Penentuan tinggi jagaan dapat ditentukan dengan 2 cara yakni berdasarkan debit banjir rencana yang melimpas dan berdasarkan kemiringan dasar sungai, dapat dilihat pada tabel berikut:

a. Berdasarkan debit rencana

$Q_d (m^3/dt)$	$h_f (m)$
< 200	0.6
200 – 500	0.8
> 500	1.0

Gambar 2.10 Tabel nilai h_3 berdasarkan Q_s

(Sumber : Cahyono, 2000)

b. Berdasarkan kemiringan dasar sungai

I	h_f / h_w
< 1/10	0.50
1/10 – 1/30	0.40
1/30 – 1/50	0.35
1/50 – 1/70	0.25
1/70 – 1/100	0.20
1/100 – 1/200	0.10

Gambar 2.11 Tabel nilai h_3 berdasarkan I

(Sumber : Cahyono, 2000)

D. Kecepatan Air di Atas Pelimpah

Kecepatan air di atas pelimpah dihitung dengan menggunakan rumus sebagai berikut:

$$q_0 = \frac{Q_{debris}}{B_{rata-rata}} \quad (2-29)$$

$$h_3 = \frac{q_0}{v_0} \quad (2-30)$$

$$v_0 = \frac{q_0}{h_3} \quad (2-31)$$

Dimana :

h_3 = Tinggi air di atas mercu peluap main dam (m)

q_0 = Debit per meter lebar di atas pelimpah ($m^3/dtk/m$)

v_0 = Kecepatan terjunan air di atas pelimpah (m/dtk)

$B_{rata-rata}$ = Lebar rata-rata peluap (m)

E. Tinggi Efektif *Main Dam*

Tinggi efektif main dam adalah tinggi main dam dari permukaan dasar sungai hingga mercu main dam. Tinggi dam juga dapat dilihat dari topografi palung sungai.

$$i_1 = \frac{1}{2} i_0 \quad (2-32)$$

$$i_2 = \left(\frac{2}{3} s/d \frac{3}{4}\right) i_0 \quad (2-33)$$

$$i_2 = \left(\frac{3}{4}\right) i_0 \quad (2-34)$$

$$L_2 = \frac{H}{i_0 - i_2} \rightarrow H_{eff} = L_2 \cdot (i_0 - i_2) \quad (2-35)$$

Dimana :

H_{eff} = Tinggi main dam (m)

i_0 = Kemiringan dasar sungai asli

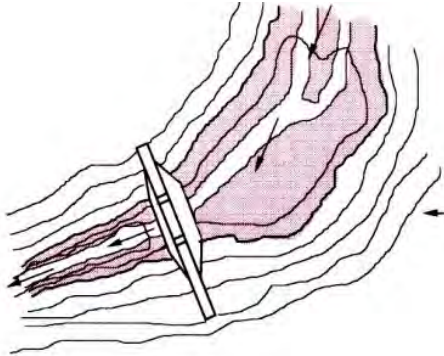
i_1 = Kemiringan dasar sungai statis

i_2 = Kemiringan dasar sungai dinamis

L_1 = Panjang aliran debris statis

L_2 = Panjang aliran debris dinamis

Agar ekonomis, sabo dam dibangun pada palung yang sempit, namun palung sungai di hulunya cukup lebar. Sehingga mampu menampung sedimen cukup banyak, seperti terlihat pada gambar 2.11.



Gambar 2.12 Posisi Sabo Dam

(Sumber : Cahyono, 2000)

F. Kapasitas Tampung Sedimen

Untuk menganalisa besarnya volume sedimen yang digunakan pada perencanaan-perencanaan bangunan pengendali sedimen, persamaan yang digunakan sebagai berikut :

$$Vse = \frac{\frac{1}{2}T.H^2}{i_0 - i_1} \quad (2-36)$$

$$Vtot = Vse + Vc \quad (2-37)$$

$$Vtot = (A_1 + A_2).T \quad (2-38)$$

Dimana :

Vse = Volume tampungan mati (m^3)

Vc = Volume kontrol (m^3)

Vtot = Volume total (m^3)

T = Panjang rata-rata bendungan (m)

A_1 = Luas tampungan tetap 1 (m^2)

A_2 = Luas tampungan tetap 2 (m^2)

Heff = Tinggi efektif main dam (m)

i_0 = Kemiringan dasar sungai asli

i_1 = Kemiringan dasar sungai statis

G. Tebal Mercu Pelimpah (Main Dam)

Untuk menentukan tebal mercu main dam (pelimpah) pada perencanaan sabo dam sangat berbeda apabila pelimpah tersebut hanya dilewati oleh air saja, seperti pada bendung irigasi untuk pengairan. Mercu main dam (pelimpah) pada sabo dam harus cukup kuat terhadap pukulan aliran debris/sedimen. Pada waktu banjir, endapan yang berada di hulu mercu pada perkiraan yang akan tergerus. Tubuh main dam akan menahan tekanan dinamik yang cukup besar. Oleh karena itu, tebal main dam harus mampu menahan tekanan tersebut. Besar kecil tubuh main dam tersebut ditentukan oleh perhitungan lebar mercu maupun kemiringan dari main dam sendiri. Adapun tebal mercu pelimpah seperti tabel berikut :

Tabel 2.4 Penetapan tebal mercu pelimpah

Tebal mercu	b = 1,50 – 2,50 m	b = 3,0 – 4,0 m
Material	Pasir dan kerikil/kerikil dan batuan	Batuan besar
Hidrologis	Kandungan sedimen sedikit	Debris flow kecil sampai debris flow besar

(Sumber : BBWS, 2013)

Dari pertimbangan di atas rumus yang dipakai untuk menentukan lebar mercu pelimpah (b) adalah :

$$b_{min} = \frac{n \cdot \gamma_{ws}}{f_0 \gamma_{pas}} \left(h + \frac{f_1}{2} + \frac{k \cdot v^2}{2 \cdot g} \right) \quad (2-39)$$

Dimana :

bmin = Tebal mercu pelimpah (m)

n = Angka keamanan

γ_{ws} = Berat volume air + sedimen (t/m³)

γ_{pas} = Berat volume pasangan (t/m³)

f_0 = Koefisien gesek sedimen

h = Tinggi air diatas pelimpah (m)

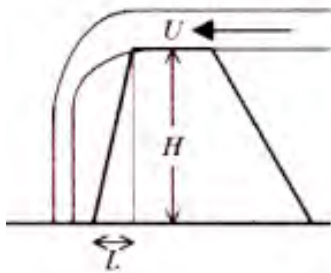
f_1 = Koefisien houska (0,5)

- k = Angka keamanan
 v = Kecepatan di atas ambang (m/dtk)
 g = Percepatan gravitasi ($9,8 \text{ m}^2/\text{dtk}$)

H. Kemiringan Bagian Hilir

Kemiringan hilir tubuh dam utama dibuat setegak mungkin, agar terhindar dari benturan material aliran debris. Kemiringan hilir tubuh dam utama dibuat 1 : n dimana $n = 0,2$ s/d $0,6$ atau dapat diperkirakan dengan persamaan berikut.

$$\frac{L}{H} = U \sqrt{\frac{2}{g}} \cdot H \quad (2-40)$$



Gambar 2.13. Sabo Dam tampak samping

(Sumber : Cahyono, 2000)

Dimana U adalah kecepatan aliran debris (m/s), g adalah gaya gravitasi (m/dt^2), H adalah tinggi dam dan L seperti pada gambar 2.12. Disarankan L/H maksimum $0,6$ dan minimum $0,2$ sebagaimana tersebut diatas.

I. Kemiringan Bagian Hulu

Kemiringan bagian hulu berhubungan dengan stabilitas tubuh dam dan sangat tergantung pada material tubuh dam, tinggi muka air, tebal sedimen tertahan serta kondisi gempa setempat. Kemiringan bagian hulu (m) dapat dihitung dengan

persamaan sebagai berikut (Pengantar Teknologi Sabo, 2000).

a. Ditinjau pada kondisi banjir ($K = 0$)

$$\begin{aligned} (1 + \alpha)m^2 + [2(n + \beta) + n(4\alpha + \gamma) + 2\alpha\beta]m \\ - (1 + 3\alpha) + \alpha\beta(4n + \beta) \\ + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) = 0 \end{aligned} \quad (2-41)$$

b. Ditinjau pada kondisi normal ($h = 0$)

$$\begin{aligned} \{(1 - v) + \delta(2\varepsilon^2 - \varepsilon^3)\}m^2 - [2(n + \beta)(1 + \\ \delta\varepsilon^2 - \mu) + \gamma(n - K)]m - 1 - \mu(n + \beta)^2 - \\ \delta\varepsilon^3 C_e + \gamma K(n + 3\beta) - \left(\frac{7}{5}\right)K + \gamma(3n\beta + \beta^2 + \\ n^2) = 0 \end{aligned} \quad (2-42)$$

Dalam hal ini $\alpha = \frac{hw}{H}$, $\beta = \frac{b}{H}$, $\gamma = \frac{\rho_d}{\rho_w}$, $\delta = \frac{\rho_s}{\rho_w}$,
 $\varepsilon = \frac{hs}{H}$

Dimana :

m	= Angka kemiringan dam bagian hulu
n	= Angka kemiringan dam bagian hilir
b	= Lebar [uncak dam (m)]
H	= Tinggi dam (m)
h_3	= Tinggi muka air di mercu pelimpah (m)
h_s	= Tinggi endapan sedimen (m)
ρ_d (t/m^3)	= Berat jenis material dam/beton = 2,35
ρ	= Berat jenis sedimen (t/m^3)
ρ_s	= Berat jenis sedimen dalam aliran debris = $\rho - (1 - p)\rho_w$
p	= Void ratio dari sediment = 0,3
C_e	= Koefisien tekanan tanah/endapan sedimen = 0,4

K = Koefisien gempa = 0,12

J. Sayap Dam

- Tebal Sayap

Sayap dam harus kuat menahan benturan batu-batu dalam aliran debris. Alternatif peletakan sayap dam pada dam utama seperti pada gambar 2.12A. Tebal sayap dam dapat ditentukan berdasarkan rumus sebagai berikut:

$$F_s = \left(\frac{R_e}{P_e} \right) > 1,25 \quad (2-43)$$

Dalam hal ini :

$$R_e = 0,5 \cdot b \cdot H \quad (2-44)$$

$$P_e = a^{3,2} \cdot n \quad (2-45)$$

$$n = \sqrt{16 \cdot R / (9\pi^2 (K_c \cdot K_b)^2)} \quad (2-46)$$

$$K_c = (1 - P_c^2) / (\pi \cdot E_c) \quad (2-47)$$

$$K_b = (1 - P_b^2) / (\pi \cdot E_b) \quad (2-48)$$

$$n = 1/m \quad (2-49)$$

$$a = \left(\frac{5V_d^2}{4 \cdot n \cdot m} \right)^{0,4} \quad (2-50)$$

Dimana :

F_s = Faktor keamanan

R_e = Daya tahan terhadap benturan

P_e = Daya benturan efektif

E_c = Modulus elastis tubuh dam ($2,6 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$)

E_b = Modulus elastis batu-batu ($5,0 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$)

P_c = Ratio Poisson tubuh dam (2,0)

P_b = Ratio Poisson batu-batu (2,3)

R = Radius batu=batu

V_d = Kecepatan gerak batu-batu (cm/dt)

m = Massa batu-batu (kg.cm/dt^2)

a = *Hollow length* tubuh dam

- Tinggi Sayap

Tinggi sayap sangat tergantung pada tebal endapan sedimen dibagian hulu dan stabilitas dam utama. Tinggi sayap dam dapat ditentukan memakai rumus berikut ini.

$$h = h_w + h_f + h_s \geq 5,0 \text{ (m)} \quad (2-51)$$

Dimana :

h = Tinggi sayap dam dihitung dari dasar pelimpah (m)

h_w = Kedalaman pelimpah (m)

h_f = Tinggi jagaan normal (m)

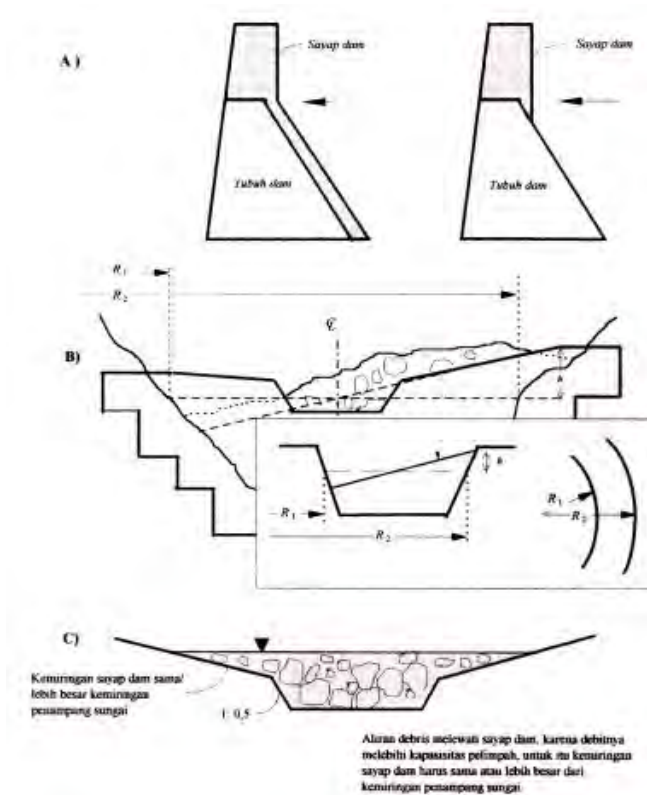
h_s = Tinggi jagaan khusus (m)

Sedang tinggi jagaan khusus (h_s) ditentukan berdasarkan pertimbangan-pertimbangan berikut ini:

- a) Puncak sayap dam harus sama elevasinya dengan elevasi tinggi rencana endapan sedimen di ujung bagian hulu.
- b) Puncak sayap dam harus lebih tinggi dari ketinggian aliran debris pada saat banjir yang pernah terjadi pada lokasi tersebut.

- Kemiringan Sayap

Sayap dam berfungsi sebagai tembok penahan endapan sedimen disekitar tebing sungai agar tidak terangkut oleh aliran debris. Kemiringan penampang melintang sayap dam harus sama atau lebih curam dari kemiringan melintang tebing sungai, seperti pada gambar 2.13C. Hal ini dimaksudkan, apabila terjadi aliran debris yang besar dimana kapasitas pelimpah terlampaui, maka aliran tersebut tetap dapat mengalir secara terarah.



Gambar 2.14 Beberapa Pertimbangan Desain Sayap
(Sumber : Cahyono, 2000)

K. Pondasi Dam

Disarankan pondasi yang masuk ke dalam tanah batuan dasar 1,0 m sampai 2,0 m pada tanah berpasir atau batu. Meskipun demikian masuknya pondasi dalam tanah dapat lebih dalam lagi bila pada batuan dasar mengalami retak atau lapuk dan batuan dasar tidak homogen. Kedalaman pondasi main dam dipertimbangkan berdasarkan adanya konstruksi kolam olak yang ditentukan oleh perbedaan tinggi antara dasar main dam dengan mercu dam (δ) dengan mempertimbangkan keadaan hilir sungai. Perbedaan tinggi

tersebut dapat dihitung dengan menggunakan rumus empiris :

$$\delta = \frac{\delta_1 + \delta_2}{2} \quad (2-52)$$

$$\delta_1 = \frac{1}{3}(H_{eff} + h) \quad (2-53)$$

$$\delta_2 = \frac{1}{3}(H_{eff} + h) \quad (2-54)$$

Dimana :

δ = Perbedaan antara tinggi dasar main dam dengan permukaan sub

H_{eff} = Tinggi efektif dam

h = Tinggi muka air maksimum diatas mercu main dam

Tinggi total main dam dapat dihitung dengan rumus dibawah ini :

$$H = H_{eff} + \delta \quad (2-55)$$

Dimana :

H = Tinggi main dam (m)

δ = Kedalaman pondasi main dam (m)

H_{eff} = Tinggi efektif main dam (m)

L. Lubang Drainase

Fungsi dari lubang drainase antara lain sebagai berikut ini:

- a) Untuk membiarkan sementara waktu alur sungai sebagaimana aslinya, sehingga pada saat pekerjaan penggalian dan pekerjaan beton dapat dengan mudah dikerjakan, terutama pada elevasi sekitar dasar sungai. Jumlah, bentuk dan dimensi lubang drainase tergantung pada kondisi dan lebar dasar sungai. Untuk Sabo Dam yang tinggi, lubang drainase dibuat bertingkat-tingkat untuk mengendalikan endapan sedimen selama berlangsungnya pekerjaan konstruksi. Bentuk lubang drainase pada umumnya sibuat persegi empat.

- b) Untuk membuang air yang ada pada endapan sedimen di hulu dam agar tekanan air berkurang. Dalam hal ini, dimensi lubang drainase lebih kecil dan selain berbentuk segi empat dapat juga berbentuk lingkaran . Untuk yang berbentuk lingkaran dapat dipakai buis beton atau bahan lain yang dapat memudahkan pelaksanaan pekerjaan konstruksi.
- c) Untuk membiarkan sedimen mengalir/tidak tertahan agar Sabo Dam tetap kosong, karena Sabo Dam direncanakan untuk mengantisipasi aliran debris dimasa yang akan datang. Dalam hal ini, dimensi lubang drainase harus memperhitungkan diameter material sedimen/batu yang boleh lolos.

Dalam pembuatan lubang drainase harus diperhatikan bahwa jarak lubang drainase dari puncak dam/dasar pelimpah minimal 1,5 m. Umumnya ukuran lubang drainase adalah 0,5-1,0 m (Dit. Jen Pengairan PU, 2000).

2.5.2 Apron (Lantai Olakan)

Apron merupakan ruang olakan untuk air yang jatuh setelah melewati pelimpah, fungsinya adalah untuk menahan jatuhnya air agar tidak menggerus tanah yang ada di sebelah hilir main dam.

A. Tebal Apron

Tebal apron diperhitungkan dengan mempertimbangkan material yang ada dalam aliran air dan gaya yang ditimbulkan oleh jatuhnya debris pada lantai di hilir main dam serta pengaruh gaya angkat adanya perbedaan tinggi air di hulu dan hilir main dam. Tebal lantai harus cukup kuat untuk menahan benturan air terjun dan batu –batuan besar. Jika terdapat kolam olakan maka:

$$t = 0,1 (0,6 H_1 + 3h_3 - 1)(m) \quad (2-56)$$

Dimana :

H_1 = Tinggi dari mercu main dam sampai dengan permukaan lantai

h_3 = Tinggi air di atas pelimpah (m)

t = Tebal apron (m)

B. Panjang Terjunan Air (L_w)

Untuk menghitung panjang terjunan air digunakan rumus sebagai berikut :

$$L_w = V_0 \left[\frac{2(H_1 + \frac{1}{2}h_3)}{g} \right]^{\frac{1}{2}} \quad (2-57)$$

Dimana :

q_0 = Debit per meter pelimpah Q/b_1 ($m^3/dtk/m$)

V_0 = Kecepatan air di atas mercu pelimpah, q_0/h_3 (m/dtk)

H_1 = Tinggi dari mercu main dam sampai dengan permukaan lantai (m), $H_1 = H - t$

g = Percepatan gravitasi ($9,81 \text{ m/dtk}^2$)

h_3 = Tinggi muka air di atas mercu main dam (m)

C. Panjang Loncatan Air (x)

Untuk mencari panjang loncatan air digunakan rumus sebagai berikut :

$$x = \beta \cdot h_j \quad (2-58)$$

Dimana :

β = Koefisien (4,50-5,0)

h_j = Tinggi muka air di atas mercu sub dam sampai permukaan lantai

Sedangkan mencari h_j digunakan rumus :

$$h_j = \frac{h_1}{2} \sqrt{1 + (8 \cdot Fr^2)} - 1 \quad (2-59)$$

Untuk mencari h_1 digunakan rumus :

$$h_1 = \frac{q_1}{V_1} \quad (2-60)$$

$$q_1 = \frac{Q}{B} = \frac{Q}{\frac{1}{2}(b_1 + b_2)} \quad (2-61)$$

Dimana :

h_1 = Tinggi air pada titik jatuh terjunan (m)

V_1 = Kecepatan terjun air pada titik jatuh terjun (m/dtk)

q_1 = Debit per meter lebar pada titik jatuh terjun ($\text{m}^3/\text{dtk}/\text{m}$)

b_1 = Lebar pelimpah bagian bawah pada apron (m)

b_2 = Lebar pelimpah bagian atas ($b_1 + 2 \cdot h$)

$$V_1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_1 + h_3)} \quad (2-62)$$

$$Fr = \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot h_1}} \quad (2-63)$$

Dimana :

Fr = Angka Froude dari aliran terjun pada titik jatuh

H_1 = Tinggi dari mercu main dam sampai dengan permukaan lantai

h_3 = Tinggi air di atas mercu main dam (m)

D. Panjang Apron

Panjang apron yaitu jarak antara main dam dan sub dam ditentukan dengan rumus :

$$L = Lw + x + b_2 \quad (2-64)$$

$$L = \left(1,5 \frac{s}{a} 2,0 \right) (H_1 + h_3) \quad (2-65)$$

Dimana :

L = Jarak antara main dam dengan sub dam (m)

Lw = Panjang Terjunan (m)

x = Panjang loncatan air (m)

H_1 = Tinggi dari mercu main dam sampai dengan permukaan lantai

h_3 = Tinggi air di atas mercu main dam (m)

b_2 = Tebal mercu sub dam (m)

2.5.3 Sub Dam

Sub dam adalah bangunan yang direncanakan untuk menahan *scouring* pada luapan mercu main dam setelah aliran melewati apron. Standard perencanaan dimensi tubuh sub dam disesuaikan dengan main dam.

A. Lebar Pelimpah

Pada pekerjaan *Check Dam* biasanya untuk menentukan lebar overflow sub dam dapat diambil sama dengan lebar pelimpah main dam.

B. Tinggi *Overlapping* Sub Dam

Tinggi *overlapping* sub dam adalah tinggi ruang olak yang ditentukan oleh tinggi permukaan lantai kolam olak dengan permukaan mercu sub dam. Dengan rumus :

$$d = \delta - t \quad (2-66)$$

Dimana :

D = Tinggi *over lapping*

δ = Tinggi mercu sub dam dari dasar pondasi lantai olak

t = Tebal lantai olakan

C. Kecepatan Air di Atas Mercu Sub Dam

Untuk mencari kecepatan air di atas mercu sub dam dipergunakan rumus sebagai berikut :

$$Q = A.V \quad (2-67)$$

$$A = \frac{1}{2}(b'_1 + b'_2).h' \rightarrow b'_2 = b'_1 + 2h' \quad (2-68)$$

$$h' = hj - d \quad (2-69)$$

Dimana :

Q = Debit rencana (m^3/dtk)

V = Kecepatan di atas mercu sub dam (V_o) (m/dtk)

A = Luas penampang pelimpah sub dam

b'_1 = Lebar dasar pelimpah sub dam

b'_2 = Lebar muka air di atas pelimpah sub dam

h' = Tinggi muka air di atas pelimpah sub dam

hj = Tinggi muka air di atas mercu sub dam sampai permukaan lantai(m)

d = Tinggi *overlapping* sub dam (m)

D. Kedalaman *Scouring*

Untuk menentukan kedalaman pondasi dihitung berdasarkan *scouring* yang akan terjadi dengan persamaan dari Dr. Fushitani :

$$T = \frac{0,663}{D_m^{0,2}} (q \cdot V_0 - 0,00224 \cdot d_m^{1,63})^{0,43} \quad (2-70)$$

Dimana :

T = Kedalaman *scouring* (m)

dm = Diameter rata-rata material (mm)

V_0 = Kecepatan aliran di atas pelimpah sub dam (m/dtk)

Q = Debit per satuan lebar ($m^3/dtk/m$)

E. Tinggi Sub Dam

Tinggi sub dam yaitu tinggi lantai bagian bawah sampai mercu Sub Dam ditentukan dengan rumus sebagai berikut :

$$H2 = d + t + T \quad (2-71)$$

Dimana :

t = Tebal apron (m)

d = Tinggi *overlapping* (m)

H2 = Tinggi keseluruhan sub dam (m)

T = Kedalaman *scouring* (m)

F. Tebal Mercu Pelimpah Sub Dam

Tebal mercu pelimpah sub dam ditentukan dengan perumusan :

$$bmin = \frac{n \cdot \gamma_{ws}}{f_0 \gamma_{pas}} \left(h + \frac{f_1}{2} + \frac{k \cdot v^2}{2 \cdot g} \right) \quad (2-72)$$

Dimana :

bmin = Tebal mercu pelimpah (m)

n = Angka keamanan

γ_{ws} = Berat volume air + sedimen (t/m^3)

γ_{pas} = Berat volume pasangan (t/m^3)

f_0 = Koefisien gesek sedimen

h = Tinggi air diatas pelimpah (m)

f_1 = Koefisien houska (0,5)

k = Angka keamanan

v = Kecepatan di atas ambang (m/dtk)

g = Percepatan gravitasi ($9,8 m^2/dtk$)

G. Kemiringan Tubuh Sub Dam

Pada kemiringan tubuh sub dam di bagian hulu dan hilir direncanakan sama dengan kemiringan main dam.

H. Tinggi Air di Hilir Sub Dam

Tinggi air di hilir di bagian hilir sub dam, diasumsikan penampang sungai mendekati penampang trapezium.

$$Q = A.V \quad (2-73)$$

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}} \quad (2-74)$$

$$A = (b + m.h)h \quad (2-75)$$

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2} \quad (2-76)$$

$$R = \frac{bh + mh^2}{b + 2h\sqrt{1 + m^2}} = \frac{bh + 0,2h^2}{b + 2,04h} \quad (2-77)$$

Dimana :

h = Tinggi muka air di hilir sub dam

A = Luas penampang sungai

P = Perimeter (keliling basah)

R = Jari-jari hidraulis (m)

V = Kecepatan aliran (m/dtk)

i = Kemiringan rata-rata sungai

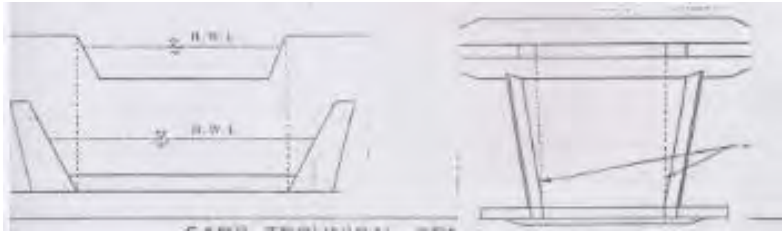
n = Koefisien kekasaran manning

Q = Debit banjir rencana (m³/dtk)

m = Kemiringan tanggul

2.5.4 Dinding Tepi

Dinding tepi didesain untuk menjaga bantaran sungai antara *main* dam dan sub dam dari erosi dan kegagalan kemiringan tebing akibat pergerakan air. Posisi dinding tepi berada pada elevasi yang sama atau lebih tinggi dari elevasi spillway. Penggambaran posisi dinding tepi dapat dilihat pada gambar 2.15 berikut.



Gambar 2.15 Posisi Dinding Tepi

(Sumber : Sabo Technical Centre, 1990)

2.6 Analisis Stabilitas

2.6.1 Gaya – Gaya

Stabilitas suatu Sabo Dam tergantung gaya-gaya yang bekerja pada bangunan Sabo Dam tersebut, seperti gaya akibat adanya (Pengantar Teknologi Sabo, 2000):

- Berat bangunan itu sendiri
- Tekanan air statis dan dinamis
- Tekanan endapan sedimen
- Pengangkatan oleh air
- Gempa bumi
- Daya dukung tanah

Gaya-gaya yang harus dipertimbangkan tergantung tinggi Sabo Dam dan kondisinya yakni : dalam keadaan normal atau banjir, sebagaimana tabel berikut :

Tinggi Sabo Dam	Kondisi Normal	Kondisi Banjir
$H < 15 \text{ m}$		Tekanan Air
$H > 15 \text{ m}$	Tekanan air statis Tekanan air dinamis Tekanan sedimen Gaya angkat air Gaya gempa bumi	Tekanan air statis Tekanan air dinamis Gaya angkat air

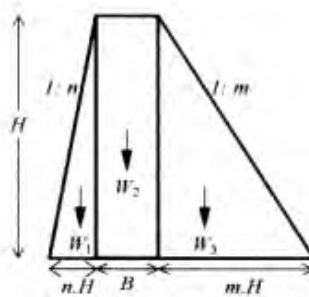
Gambar 2.16 Tabel gaya-gaya pada Sabo Dam

(Sumber : Cahyono, 2000)

2.6.2 Kuantitas Gaya

A. Berat Tubuh Dam

Berat tubuh dam sama dengan berat jenis material dam kali luas potongan dam sebagaimana gambar 2.16 Berikut ini.



Gambar 2.17 Perhitungan Berat Tubuh Dam

(Sumber : Cahyono, 2000)

$$W = W_1 + W_2 + W_3 \quad (2-78)$$

$$W = (\rho \cdot A_1) + (\rho \cdot A_2) + (\rho \cdot A_3) \quad (2-79)$$

$$W = (\rho \cdot n \cdot H^2) + (\rho \cdot b \cdot H^2) + (\rho \cdot m \cdot H^2) \quad (2-80)$$

Dimana :

ρ = Berat jenis material tubuh dam, jika beton

$$\rho = 2,30 - 2,4 \text{ (t/m}^2\text{)}$$

A = Luas potongan tubuh dam

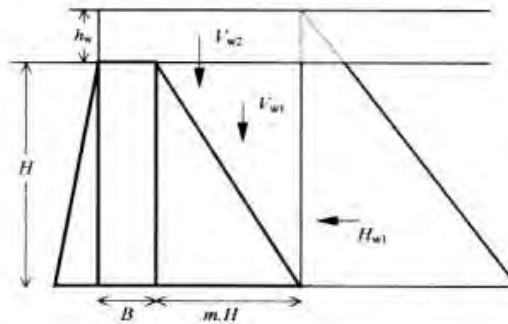
B = Lebar puncak dam (m)

H = Tinggi dam

m = Kemiringan hulu tubuh dam

n = Kemiringan hilir tubuh dam

B. Tekanan Air Statis



Gambar 2.18 Tekanan Air Statis

(Sumber : Cahyono, 2000)

$$H_{w1} = \frac{1}{2} \rho_w (2h + H) H \quad (2-81)$$

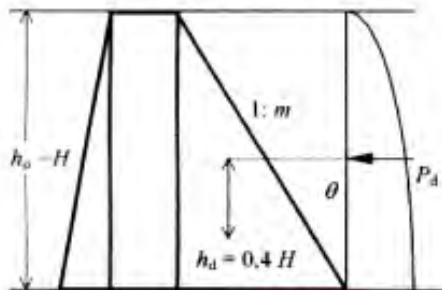
$$V_{w1} = \frac{1}{2} \rho_w \cdot m \cdot H^2 \quad (2-82)$$

$$V_{w2} = \rho_w (B + m \cdot H) H \quad (2-83)$$

Dimana :

 ρ_w = Berat jenis air

C. Tekanan Air Dinamis



Gambar 2.19 Tekanan Air Dinamis

(Sumber : Cahyono, 2000)

$$P_d = 1,45 \left(\frac{c_m}{2} \right) \cdot \rho_w \cdot K \cdot H^2 \cdot \sec \theta \quad (\text{Rumus Zanger}) \quad (2-84)$$

Dimana :

P_d = Tekanan air dinamis (t/m^2)

H = Tinggi muka air (m)

K = Koefisien gempa bumi (0,10-0,12)

Hubungan antara koefisien C_m dan $\sec\theta$ sebagai berikut:

θ	30°	35°	40°	50°	60°	70°
C_m	0.54	0.50	0.45	0.38	0.30	0.20

Gambar 2.20 Hubungan antara koefisien C_m dan $\sec\theta$

(Sumber : Pengantar Teknologi Sabo, 2000)

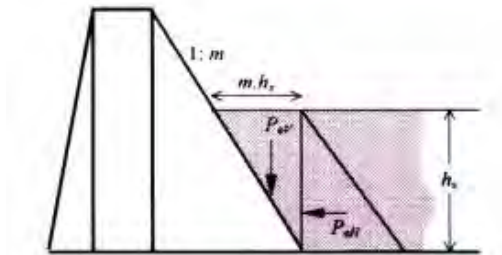
Hubungan antara koefisien m , θ dan $\sec\theta$ sebagai berikut:

m	0,60	0,65	0,70	0,75	0,80	0,85	0,90
θ	31°	33°	35°	37°	39°	40°	42°
$\sec.\theta$	1,16	1,19	1,22	1,25	1,29	1,30	1,34

Gambar 2.21 Hubungan antara koefisien m , θ dan $\sec\theta$

(Sumber : Cahyono, 2000)

D. Tekanan Endapan Sedimen



Gambar 2.22 Tekanan Endapan Sedimen

Sumber : Cahyono, 2000

$$P_{ev} = \rho_s \cdot \frac{1}{2} \cdot m \cdot h_s^2 \quad (2-85)$$

$$P_{eH} = \rho_s \cdot \frac{1}{2} \cdot h_s^2 \cdot C_e \quad (2-86)$$

Dimana :

P_{ev} = Tekanan vertikal endapan sedimen (t/m^2)

P_{eH} = Tekanan horisontal endapan sedimen (t/m^2)

ρ_s = Berat jenis sedimen di dalam air (t/m^3)

$$= \rho' - (1 - p) \rho_w$$

ρ' = Berat jenis sedimen kering ($1,5 - 1,8 t/m^3$)

p = Porositas ($0,3-0,4$)

C_e = Koefisien tekanan endapan sedimen ($0,4-0,6$)

h_s = Kedalaman endapan sedimen (m)

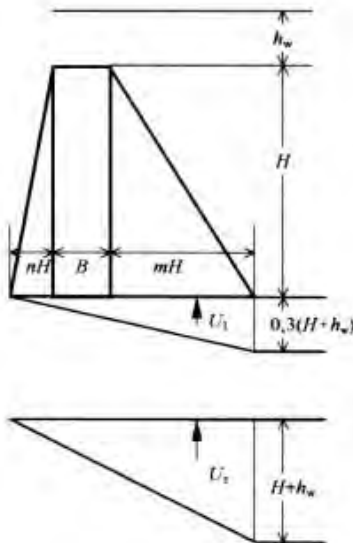
E. Gaya Angkat Air

Gaya angkat air (*uplift*) pada lapisan tanah/batuan keras:

$$U_i = \frac{1}{2} (H + h_w) (B + nH + mH) \times 0,3 \quad (2-87)$$

Gaya angkat air (*uplift*) pada lapisan tanah/batuan lembek:

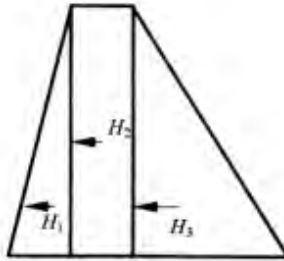
$$U_i = \frac{1}{2} (H + h_w) (B + nH + mH) \quad (2-88)$$



Gambar 2.23 Gaya Angkat Air pada tanah/batuan : keras (atas) dan lembek (bawah)

(Sumber : Cahyono, 2000)

F. Gaya Gempa



Gambar 2.24 Gaya Gempa pada Dam

(Sumber : Cahyono, 2000)

$$H = K \cdot W$$

(2-89)

Dimana :

H = Gaya gempa horisontal

K = Koefisien gempa horisontal (0,1-0,12)

W = Berat tubuh dam

G. Daya Dukung Tanah

Daya dukung tanah yang diijinkan pada dsar tubuh dam harus ditentukan berdasarkan penyelidikan di lapangan. Pada tabel berikut dikemukakan daya dukung tanah sebagai referensi:

Jenis lapisan tanah/batuan	Daya dukung tanah yang diijinkan
Batuan keras	160 - 270 (t/m ²)
Batuan lunak	70 - 160 (t/m ²)
Padat campuran kerikil dan pasir	70 - 110 (t/m ²)
Pasir kasar atau kerikil	30 - 70 (t/m ²)
Pasir atau lempung basah	20 (t/m ²)

Gambar 2.25 Tabel daya dukung tanah

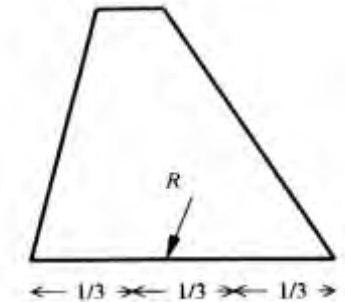
(Sumber : Cahyono, 2000)

2.6.3 Pengujian Stabilitas

Perhitungan stabilitas suatu Sabo Dam dilakukan terhadap stabilitas yang meliputi:

A. Stabilitas Terhadap Guling

Sabo Dam tidak terguling jika resultante gaya-gaya luar yang bekerja dan gaya berat Sabo Dam tersebut berada di $1/3$ lebar dasar Sabo Dam yang ada di tengah (gambar 2.25).



Gambar 2.26 Resultante Gaya Luar Pada Sabo Dam
(Sumber : Cahyono, 2000)

B. Stabilitas Terhadap Geser

Angka keamanan suatu Sabo Dam agar tidak tergelincir/tergeser dari kedudukannya dapat dihitung dengan menggunakan rumus Henny sebagai berikut:

$$N = \frac{S_t L + f_\tau V}{H} \quad (2-90)$$

Dimana :

N = Angka keamanan tidak gelincir

V = Gaya-gaya vertikal yang bekerja pada tubuh Sabo Dam per unit

H_o = Gaya-gaya horizontal yang bekerja pada tubuh Sabo Dam (t/m)

L = Lebar dasar Sabo Dam (m)

S_t = Shearing strength lapisan tanah/batuan yang diijinkan (t/m²)

f_τ = Koefisien internal friction lapisan tanah/batuan (t/m²)

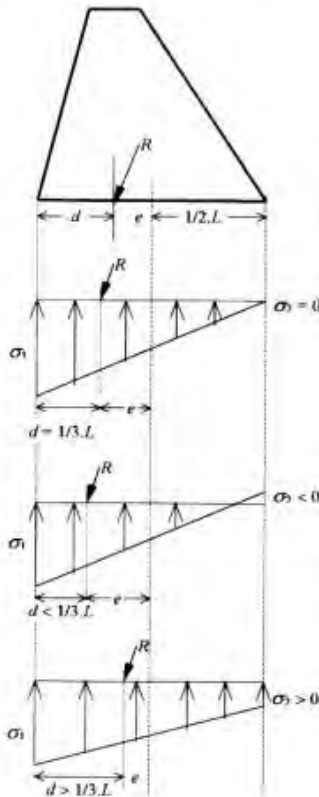
Untuk Sabo Dam dengan $H \geq 15$ m, nilai $N \geq 4,0$.
Sedangkan untuk Sabo Dam dengan $H < 15$ m, nilai $N \geq 2,0$.

C. Stabilitas Terhadap Daya Dukung Tanah

Reaksi lapisan tanah/batuan terhadap beban Sabo Dam seperti pada gambar 2. .

$$\sigma_1, \sigma_2 = \left(\frac{N}{L}\right) \left(1 + \frac{6e}{L}\right) \quad (2-91)$$

Jika σ_1 lebih besar dari daya dukung tanah/batuan, maka Sabo Dam akan ambles dan mungkin menyebabkan keretakan.



Gambar 2.27 Reaksi lapisan tanah pada beban Sabo Dam
(Sumber : Cahyono, 2000)

D. Stabilitas Tidak Runtuh

Jika resultan gaya-gaya berada di $1/3$ lebar dasar Sabo Dam yang ada di tengah, maka tidak terjadi *tensile stress*, ini berarti OK. Jika *internal stress* lebih kecil dari *compression stress* material tubuh dam (beton) yang diijinkan, ini berarti OK.

Jika resultan gaya-gaya berada di dalam $1/3$ lebar dasar Sabo Dam yang ada di hilir, maka akan terjadi *tensile stress* ujung hulu dasar Sabo Dam. Jika *tensile stress* tersebut lebih besar dari *bending tensile stress* material tubuh Sabo Dam/beton yang diijinkan, maka Sabo Dam akan runtuh.

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB III METODOLOGI

Metode analisa disusun untuk memudahkan pelaksanaan studi, guna memperoleh pemecahan masalah sesuai dengan tujuan. Metode yang digunakan pada perencanaan Sabo Dam Sungai Mujur ini merujuk pada beberapa literatur. Metode penelitian yang dilakukan pada Tugas Akhir ini meliputi survei pendahuluan, studi literatur, pengumpulan data, perumusan konsep pengerjaan berupa analisa data dan perhitungan, serta kesimpulan yang didapat dari hasil analisa data dan perhitungan tersebut.

3.1 Survei Pendahuluan

Survei pendahuluan dilaksanakan untuk mengetahui dan mengidentifikasi permasalahan-permasalahan yang ada pada lokasi studi. Survei ini juga bertujuan untuk mengetahui kondisi *existing* lapangan. Pelaksanaan survei pendahuluan dilakukan dengan cara sebagai berikut:

- a) Meninjau daerah studi
Kegiatan ini dilakukan untuk mendapatkan gambaran mengenai perencanaan Sabo Dam berdasarkan kondisi lapangan yang sebenarnya.
- b) Wawancara dengan petugas dan pejabat setempat
Kegiatan ini dilakukan untuk mengetahui perencanaan Sabo Dam yang sudah ada sehingga bisa menjadi referensi untuk perencanaan Sabo Dam pada Tugas Akhir ini. Hal ini dimaksudkan agar perencanaan Sabo Dam pada Tugas Akhir ini sesuai dengan kebutuhan untuk mengatasi permasalahan di daerah studi.

3.2 Studi Literatur

Yaitu mempelajari dan memahami teori-teori umum hidrologi, sedimen dan desain Sabo Dam yang nantinya akan digunakan sebagai dasar dalam menyelesaikan setiap permasalahan dalam tugas akhir ini.

3.3 Pengumpulan Data

Dalam perencanaan, data merupakan faktor yang sangat penting, oleh sebab itu diusahakan semua data yang berkaitan dengan perencanaan Sabo Dam tersedia. Data-data tersebut meliputi:

- a) Data peta topografi Kabupaten Lumajang, yang digunakan untuk menentukan Daerah Aliran Sungai (DAS) dan mencari stasiun-stasiun penakar hujan yang bersangkutan.
- b) Data peta geometri Sungai Mujur, Lumajang. Data tersebut digunakan untuk mengetahui potongan memanjang dan melintang sungai, kemiringan tebing, lebar sungai dan kemiringan dasar sungai.
- c) Data Geologi Gunung Semeru, berupa kondisi geologis Gunung Semeru (terutama tentang jenis batuan dasar, teras sungai dan endapan yang terdapat di dasar sungai, hasil erupsi Gunung Semeru). Data geologi digunakan untuk mengetahui daerah-daerah sumber deposit sedimen.
- d) Data tanah di lokasi kedudukan Sabo Dam digunakan untuk mengetahui lapisan tanah pada kedalaman tertentu beserta parameter-parameter yang didapat dari hasil penyelidikan tanah.
- e) Data hidrologi berupa data curah hujan dari stasiun yang ada di Kabupaten Lumajang. Data curah hujan tersebut digunakan untuk mengetahui debit banjir rencana.
- f) Data sedimen, digunakan untuk mengetahui karakteristik sedimen yang harus dikendalikan.

3.4 Perumusan Konsep Pengerjaan

Menentukan langkah-langkah pengerjaan dalam penyusunan tugas akhir agar dapat dikerjakan secara sistematis. Dalam perumusan konsep ini meliputi analisa data dan perhitungan dengan rincian sebagai berikut:

- a) Penentuan lokasi kedudukan Sabo Dam
- b) Analisa hidrologi

Analisa higrologi meliputi perhitungan debit banjir rencana dengan langkah-langkah sebagai berikut:

- Analisa curah hujan
- Perhitungan curah hujan rencana
- Uji kecocokan distribusi hujan
- Perhitungan intensitas curah hujan
- Perhitungan debit banjir

c) Analisa Pengaruh Sedimen

Analisa pengaruh sedimen meliputi perhitungan koefisien sedimen yang digunakan untuk mendapatkan debit banjir dengan sedimen.

d) Perencanaan Desain Sabo Dam yang meliputi :

Setelah diperoleh debit banjir dengan sedimen, maka langkah selanjutnya yaitu perhitungan dimensi Sabo Dam yang meliputi dimensi:

Main Dam, meliputi:

- Lebar pelimpah *main dam*
- Tinggi pelimpah *main dam*
- Kecepatan air di atas pelimpah *main dam*
- Tinggi efektif *main dam*
- Kapasitas tampung sedimen
- Tebal mercu pelimpah *main dam*
- Kemiringan *main dam*
- Pondasi *main dam*
- Lubang drainase

Apron (Lantai Olakan), meliputi:

- Tebal apron
- Panjang terjunan air
- Panjang loncatan air
- Panjang apron
- Perencanaan Dinding Tepi

Sub Dam, meliputi:

- Lebar pelimpah sub dam
- Tinggi *overlapping* sub dam
- Kecepatan air di atas mercu sub dam

- Kedalaman *scouring*
- Tinggi sub dam
- Tebal mercu pelimpah sub dam
- Kemiringan tubuh sub dam
- Tinggi air di hilir sub dam
- e) Kontrol Kestabilan Main Dam dan Sub Dam
 - Kontrol kestabilan terhadap guling
 - Kontrol kestabilan terhadap geser
 - Kontrol kestabilan terhadap daya dukung tanah
 - Kontrol kestabilan terhadap keruntuhan

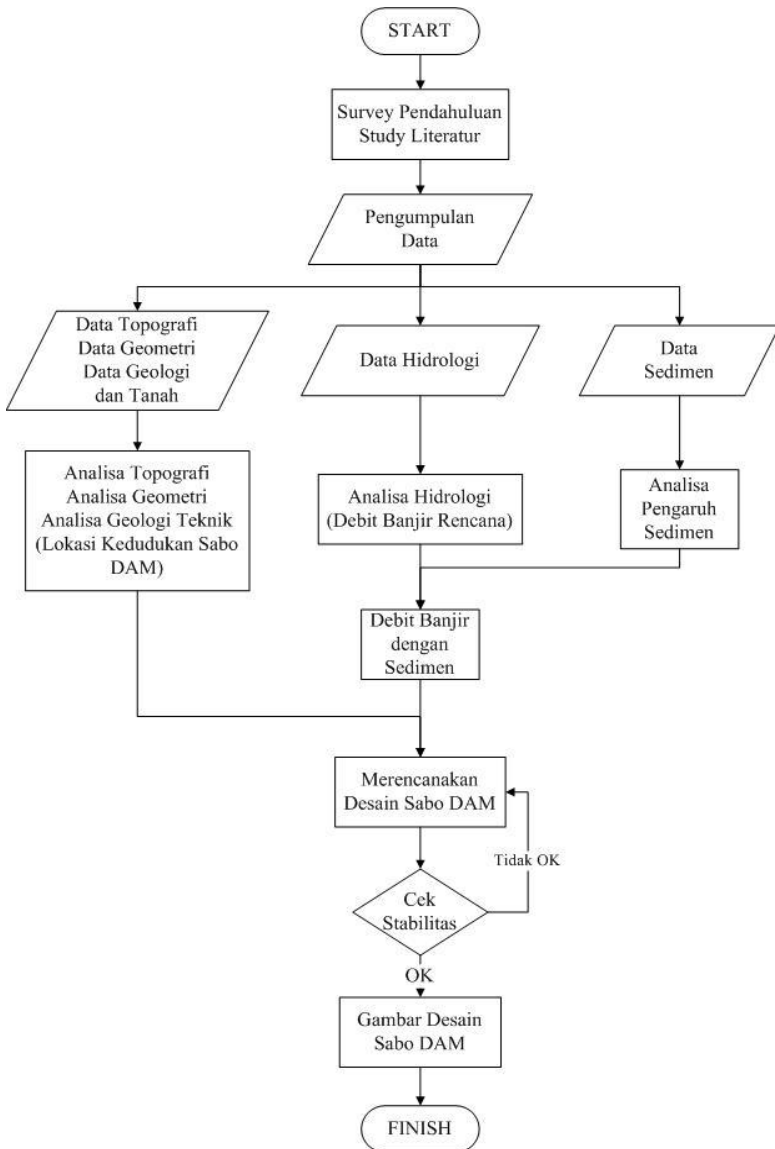
3.5 Kesimpulan

Laporan dengan output desain Sabo Dam Sungai Mujur yang meliputi :

1. Mendapatkan lokasi kedudukan sabo dam.
2. Mendapatkan besar debit banjir rencana Sungai Mujur.
3. Mendapatkan besar debit banjir rencana dengan sedimen Sungai Mujur.
4. Mendapatkan dimensi Sabo Dam Sungai Mujur, yang meliputi dimensi:
 - Main dam (termasuk lubang drainase)
 - Sub dam
 - Apron
 - Dinding tepi
5. Mendapatkan kapasitas tampung sedimen pada Sabo Dam rencana

3.6 Diagram Alir

Diagram alir pengerjaan Tugas Akhir ini ditampilkan pada gambar 3.1.



Gambar 3.1 Diagram Alir Perancangan Sabo Dam

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

BAB IV

ANALISA HIDROLOGI

4.1 Pemilihan Lokasi Sabo Dam

Suatu usaha pengendalian banjir sedimen pada daerah aliran sungai relatif kompleks, sehingga menyebabkan terdapat lebih dari satu daerah titik peninjauan sabo. Titik peninjauan sabo merupakan daerah dimulainya pekerjaan sabo atau dibangunnya fasilitas pengendali atau pengaman banjir sedimen mulai dari ujung hilir kipas alluvial sampai ke hulu suatu daerah aliran sungai. Berbagai fasilitas tersebut antara lain sabo dam/cek dam, konsolidasi dam dan tanggul pengarah yang dibangun di daerah produksi sedimen, sabo dam/cek dam, konsolidasi dam, normalisasi sungai dan tanggul sungai yang dibangun di daerah transportasi sedimen, serta kantong pasir, konsolidasi dam, normalisasi sungai, dan tanggul banjir yang dibangun di daerah endapan sedimen. Berdasarkan kriteria tersebut, pembangunan sabo dam berada di daerah produksi dan daerah transportasi sedimen. Daerah produksi merupakan daerah yang terletak pada lereng bagian hulu dengan kemiringan $>6^\circ$, sedangkan daerah transportasi sedimen memiliki kemiringan berkisar antara 3° s/d 6° yang merupakan daerah perkampungan dan pertanian.

Berdasarkan pertimbangan-pertimbangan seperti yang disampaikan diatas, maka pada perencanaan sabo dam ini dibangun di Kecamatan Pasrujambe Kabupaten Lumajang. Gambar 4.1 merupakan lokasi dibangunnya sabo dam dilihat dari *Google Earth*. Melalui media *Google Earth*, diperoleh kemiringan lokasi perencanaan sebesar 4.86° , dengan cara membagi beda tinggi sungai (17 m) dan panjang sungai yang ditinjau (200 m). Lokasi tersebut memiliki kemiringan 4.86° , sehingga sudah mencukupi syarat kemiringan dibangunnya sabo dam. Pertimbangan lainnya yaitu lokasi tersebut memiliki bagian hulu yang melebar, sehingga dapat menampung sedimen lebih banyak.



Gambar 4.1 Lokasi Perencanaan Sabo Dam

(Sumber : Google Earth)

4.2 Perhitungan Hujan Rata-rata

Perhitungan curah hujan rata-rata digunakan untuk mendapatkan curah hujan maksimum suatu daerah aliran sungai yang ditinjau. Curah hujan maksimum tersebut kemudian digunakan untuk perencanaan bangunan keairan. Pada perencanaan ini digunakan metode *Thiessen Polygon* untuk mendapatkan curah hujan maksimum.

Pada analisa menggunakan metode *Thiessen Polygon* diketahui stasiun hujan yang menjadi stasiun hujan rencana perencanaan sabo dam adalah Stasiun Hujan Argosuko, Besuk Kembar, Kamar A, Besuk Sat dan Wonorenggo. Data curah hujan dari kelima stasiun tersebut berupa data curah hujan dari wilayah perencanaan mulai dari tahun 2003 hingga 2015. Berikut curah hujan maksimum dari kelima stasiun hujan pada tabel 4.1.

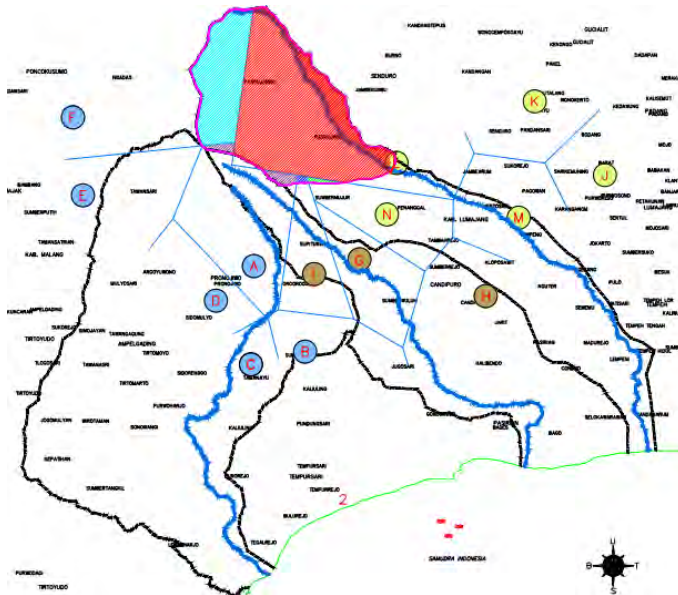
Tabel 4.1 Curah Hujan Maksimum Tiap Stasiun Hujan

Tahun	Stasiun				
	Argosuko	Besuk Kembar	Kamar A	Besuk Sat	Wonorenggo
2003	93	177	155	175	40
2004	58	290	160	117	191
2005	31	145	108	53	53
2006	24	80	215	108	151
2007	50	131	275	104	171
2008	24	189	298	96	197
2009	118	188	258	197	247
2010	70	185	225	105	275
2011	205	208	325	142	150
2012	150	105	90	110	120
2013	245	141	138	65	215
2014	60	157	129	75	215
2015	70	87	130	51	150

(Sumber : Laporan Akhir DED Gunung Semeru)

Metode *Thiessen Polygon* memperhitungkan luas daerah yang diwakili oleh stasiun yang bersangkutan untuk digunakan sebagai faktor dalam menghitung hujan rata-rata. Cara untuk menghitung luas daerah pengaruh yaitu dengan menghubungkan terlebih dahulu stasiun-stasiun hujan dengan suatu garis yang membentuk poligon segitiga. Kemudian dari poligon segitiga tersebut ditarik garis sumbu. Perpotongan sumbu-sumbu ini yang membentuk daerah pengaruh dari tiap-tiap stasiun. Dengan membagi luas daerah pengaruh masing-masing stasiun dengan luas total maka diperoleh faktor pembebanan (*weighting factor*).

Dari hasil penggambaran serta perhitungan luas *Thiessen Polygon* seperti pada gambar 4.2, maka luas daerah pengaruh stasiun hujan Argosuko, Besuk Kembar, Kamar A, Besuk Sat dan Wonorenggo dapat dilihat pada tabel 4.2 berikut.



Gambar 4.2 Luasan Poligon Thiessen

Tabel 4.2 Perbandingan Luas Daerah Pengaruh Stasiun Hujan

Kode Stasiun	Stasiun Hujan	Luas Pengaruh (km ²)	Prosentase
a	Besuk Kembar	1.961	2%
f	Argosuko	23.1	26%
i	Kamar A	0.314	0%
l	Besuk Sat	61.56	70%
n	Wonorenggo	0.551	1%
Total		87.486	100%

(Sumber : Perhitungan)

Sehingga didapatkan curah hujan hasil rekap maksimum pertahun pada tabel 4.3 sebagai berikut.

Tabel 4.3 Curah Hujan Maksimum Tahunan

No.	Tahun	Rerata Maksimum (mm)
1	2003	152.47
2	2004	105.92
3	2005	49.45
4	2006	85.85
5	2007	91.38
6	2008	80.43
7	2009	176.47
8	2010	99.05
9	2011	160.82
10	2012	120.44
11	2013	115.44
12	2014	73.95
13	2015	57.73

(Sumber : Perhitungan)

4.3 Perhitungan Distribusi Frekuensi

Setelah mendapatkan curah hujan rata-rata maksimum, langkah selanjutnya yaitu mencari curah hujan rencana dengan menggunakan beberapa metode yaitu Gumbel, Log Normal, Pearson Type III, dan Log Pearson Type III. Persyaratan pemakaian distribusi tersebut didasarkan pada nilai Koefisien Skewness (C_s) dan Koefisien Kurtosis (C_k). Parameter statistik ini berfungsi untuk menyesuaikan data yang tersedia terhadap sifat khas dari masing-masing distribusi. Hasil perhitungan statistik dari data hujan maksimum dapat dilihat pada tabel 4.4 sebagai berikut.

Tabel 4.4 Perhitungan Parameter Statistik

No	Tahun	Xi (mm)	(Xi-Xrt)	(Xi-Xrt)^2	(Xi-Xrt)^3	(Xi-Xrt)^4
1	2009	176	71.13	5059.91	359927.03	25602711.05
2	2011	161	55.48	3078.20	170783.33	9475321.86
3	2003	152	47.13	2221.39	104697.69	4934571.48
4	2012	120	15.10	228.04	3443.70	52003.71
5	2013	115	10.10	101.97	1029.74	10398.47
6	2005	106	0.58	0.34	0.20	0.11
7	2010	99	-6.29	39.52	-248.46	1561.94
8	2007	91	-13.96	194.80	-2718.83	37946.95
9	2006	86	-19.49	379.94	-7405.78	144353.62
10	2008	80	-24.91	620.26	-15447.62	384723.61
11	2014	74	-31.39	985.13	-30920.00	970478.66
12	2015	58	-47.61	2266.61	-107910.76	5137513.50
13	2005	49	-55.89	3123.59	-174574.33	9756794.73
	Jumlah	1369.42	0.00	18299.70	300655.91	56508379.70
	Xrt	105.34		Cv	0.37	
	S	39.05		Cs	0.50	
	n	13		Ck	3.11	

(Sumber : Perhitungan)

Penjabaran perhitungan parameter-parameter statistik pada tabel diatas adalah sebagai berikut:

- Nilai rata-rata (*mean*)

$$Xrt = \frac{\sum Xi}{n} = \frac{1369.42}{13} = 105.34$$

- Deviasi standar :

$$S = \sqrt{\frac{\sum (Xi - Xrt)^2}{n - 1}} = \frac{\sqrt{18299.70}}{13 - 1} = 39.05$$

- Koefisien variasi

$$Cv = \frac{S}{Xrt} = \frac{39.05}{105.34} = 0.37$$

- Koefisien kemencengan

$$Cs = \frac{n\Sigma(Xi - Xrt)^3}{(n-1)(n-2)S^3} = \frac{13x300655.91}{(12)x(11)x39.05^3}$$

$$= 0.50$$

- Koefisien ketajaman

$$Ck = \frac{n^2\Sigma(Xi - Xrt)^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4}$$

$$= \frac{13^2x56508379.70}{(12)x(11)x(10)x39.05^4}$$

$$= 3.11$$

Setelah parameter statistik, berikutnya adalah perhitungan parameter logaritma. Pada perhitungan parameter logaritma ini meliputi : nilai rata-rata log, standart deviasi log, koefisien variasi log, koefisien kemencengan log dan koefisien ketajaman log. Hasil perhitungan stastistik dari data hujan maksimum dapat dilihat pada tabel 4.5.

Tabel 4.5 Perhitungan Parameter Statistik Logaritma

No	Tahun	Xi (mm)	Log Xi	(Log Xi-Log Xrt)	(Log Xi-Log Xrt)^2	(Log Xi-Log Xrt)^3	(Log Xi-Log Xrt)^4
1	2009	176.47	2.25	0.2525	0.0637	0.0161	0.0041
2	2011	160.82	2.21	0.2121	0.0450	0.0095	0.0020
3	2003	152.47	2.18	0.1890	0.0357	0.0067	0.0013
4	2012	120.44	2.08	0.0866	0.0075	0.0006	0.0001
5	2013	115.44	2.06	0.0681	0.0046	0.0003	0.0000
6	2005	105.92	2.02	0.0308	0.0009	0.0000	0.0000
7	2010	99.05	2.00	0.0017	0.0000	0.0000	0.0000
8	2007	91.38	1.96	-0.0333	0.0011	0.0000	0.0000
9	2006	85.85	1.93	-0.0605	0.0037	-0.0002	0.0000
10	2008	80.43	1.91	-0.0888	0.0079	-0.0007	0.0001
11	2014	73.95	1.87	-0.1253	0.0157	-0.0020	0.0002
12	2015	57.73	1.76	-0.2328	0.0542	-0.0126	0.0029
13	2005	49.45	1.69	-0.3000	0.0900	-0.0270	0.0081
Jumlah		1369.42	25.92	0.0000	0.3301	-0.0092	0.0188
		Log Xrt	1.99		Cv	0.08	
		S	0.17		Cs	-0.20	
		n	13		Ck	3.18	

(Sumber : Perhitungan)

Penjabaran perhitungan parameter-parameter statistik logaritma pada tabel diatas adalah sebagai berikut:

- Nilai rata-rata (*mean*)

$$\text{Log}X_{rt} = \frac{\sum \text{Log}Xi}{n} = \frac{1369.42}{13} = 1.99$$

- Deviasi standar :

$$S = \sqrt{\frac{\sum (\log Xi - \log X_{rt})^2}{(n-1)}} = \sqrt{\frac{0.3301}{12}} = 0.17$$

- Koefisien variasi

$$Cv = \frac{S}{\text{Log}X_{rt}} = \frac{0.17}{1.99} = 0.08$$

- Koefisien kemencengan

$$Cs = \frac{n \sum (\text{Log}Xi - \text{Log}X_{rt})^3}{(n-1)(n-2)S^3} = \frac{13 \times (-0.0092)}{(12) \times (11) \times 0.17^3} = -0.20$$

- Koefisien ketajaman

$$Ck = \frac{n^2 \sum (\log Xi - \log X_{rt})^4}{(n-1)(n-2)(n-3)S^4} = 13^2 \times \frac{0.0188}{(12) \times (11) \times (10) \times 0.17^4} = 3.18$$

Berdasarkan hasil perhitungan parameter statistik dan parameter statistik logaritma didapatkan harga koefisien variasi (Cv), koefisien kemencengan (Cs) dan koefisien ketajaman (Ck). Perbandingan hasil perhitungan dengan syarat penentuan distribusi dapat dilihat pada tabel 4.6.

Tabel 4.6 Perbandingan Hasil Parameter dengan Syarat Distribusi

No.	Jenis Distribusi	Syarat			Perhitungan			Ket
		Cv	Cs	Ck	Cv	Cs	Ck	
1	Normal		0	3	0.37	0.50	3.11	
2	Gumbel		1.1396	5.4002				
3	Pearson Type III	Fleksibel	Fleksibel	Fleksibel				OK
4	Log Pearson Type III	0.05	≠ 0		0.08	-0.20	3.18	OK
5	Log Normal	0.06	3Cv + Cv ²					

(Sumber : Perhitungan)

Dari hasil uji parameter statistik dan sifat-sifat khas dari distribusi teroris maka distribusi yang paling sesuai untuk

digunakan adalah *Distribusi Log Pearson Tipe III* dan *Pearson Tipe III* yang mempunyai nilai parameter yang *fleksible*. Setelah diketahui jenis distribusi statistik yang sesuai untuk digunakan maka langkah selanjutnya adalah melakukan uji kecocokan distribusi. Uji kecocokan ini berfungsi untuk mengecek apakah jenis distribusi yang dipakai dapat diterima dan dipakai untuk perhitungan selanjutnya.

4.4.1 Distribusi Pearson Type III

Parameter statistic yang diperlukan dalam perhitungan distribusi *Pearson* Tipe III, adalah nilai rata-rata, standart deviasi, koefisien variasi, koefisien kemencengan dan koefisien ketajaman. Perumusan distribusi ini dihitung dengan menggunakan persamaan $(X_i - \bar{X})$, $(X_i - \bar{X})^2$, $(X_i - \bar{X})^3$ dan $(X_i - \bar{X})^4$ yang dapat dilihat pada tabel 4.4.

Parameter-parameter statistik yang dimiliki distribusi Pearson Tipe III adalah dari data pada tabel 4.4 antara lain :

$$\begin{aligned} X_{rt} &= 105.34 \\ S &= 39.05 \\ C_v &= 0.37 \\ C_s &= 0.50 \\ C_k &= 3.11 \end{aligned}$$

4.4.2 Distribusi Log Pearson Type III

Parameter statistik yang diperlukan dalam perhitungan distribusi Log Pearson Tipe III adalah nilai rata-rata ($\log X$), standart deviasi ($S \log X$), koefisien variasi (C_v), koefisien kemencengan (C_s) dan koefisien ketajaman (C_k). Perumusan distribusi ini dihitung dengan menggunakan persamaan $(\log X_i - \log \bar{X})$, $(\log X_i - \log \bar{X})^2$, $(\log X_i - \log \bar{X})^3$, dan $(\log X_i - \log \bar{X})^4$ yang dapat dilihat pada tabel 4.5.

Parameter-parameter statistik yang dimiliki distribusi Pearson Tipe III dari data pada tabel 4.6 antara lain

$$\begin{aligned} \log X_{rt} &= 1.99 \\ S \log X &= 0.17 \\ C_v &= 0.08 \\ C_s &= -0.20 \end{aligned}$$

$$C_k = 3.18$$

4.4 Uji Kecocokan Distribusi

Untuk menguji kecocokan suatu distribusi sebaran data curah hujan digunakan metode Uji *Chi Kuadrat (Chi Square Test)* dan Uji kecocokan *Smirnov – Kolmogorov*.

4.4.1 Uji Chi Kuadrat (*Chi Square Test*)

Digunakan rumus sebagai berikut:

$$\begin{aligned} \text{Jumlah data (n)} &= 13 \\ \text{Jumlah kelas} &= 1 + 3,322 \log (n) \\ &= 1 + 3,322 \log (13) \\ &= 4.71166 \approx 5 \end{aligned}$$

Dari pengamatan dibagi menjadi 5 kelas dengan masing-masing *interval* peluang (P) = $1/5 = 0,2$. Besarnya peluang untuk masing-masing kelas adalah sebagai berikut :

- Kelas 1 = $P \leq 0.2$
- Kelas 2 = $P \leq 0.4$
- Kelas 3 = $P \leq 0.6$
- Kelas 4 = $P \leq 0.8$
- Kelas 5 = $P \geq 0.8$

1. Distribusi Pearson Type III

Persamaan Distribusi :

$$\begin{aligned} X &= X_{rt} + (k \times S) \\ X &= 105.34 + (k \times 39.05) \end{aligned}$$

Untuk mencari nilai k harus di interpolasi pada tabel nilai k distribusi Pearson Type III pada lampiran. Dengan nilai $C_s = 0.05$ dan dengan Periode Ulang (T) untuk $P = 0.2$ adalah :

$$T = \frac{1}{0.2} = 5 \text{ tahun}$$

Dengan melihat tabel nilai k maka didapat nilai k :

$$\frac{0.6 - 0.5}{0.6 - 0.4} = \frac{0.800 - k}{0.800 - 0.816}$$

$$k = 0.808$$

Maka,

$$X = 105.34 + (0.808 \times 39.05)$$

$$X = 136.89$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat ditabelkan dalam tabel berikut:

$$P = 0.4 \rightarrow T = \frac{1}{0.4} = 2.5 \text{ tahun}$$

$$P = 0.6 \rightarrow T = \frac{1}{0.6} = 1.67 \text{ tahun}$$

$$P = 0.8 \rightarrow T = \frac{1}{0.8} = 1.25 \text{ tahun}$$

Tabel 4.7 Batas Distribusi Pearson Type III

P	T	k	X
0.2	5	0.808	136.89
0.4	2.5	0.066	107.92
0.6	1.67	-0.432	88.47
0.8	1.25	-0.856	71.91

(Sumber : Perhitungan)

Selanjutnya masing-masing data hujan dibagi menjadi 5 kelas dengan batas-batas yang telah ditentukan dari perhitungan sebelumnya. Perhitungan tersebut dapat dilihat pada tabel 4.7.

Tabel 4.8 Uji Chi Kudrat Distribusi Pearson Type III

No.	Interval		Jumlah		$(O_i - E_i)^2$	$\chi^2 = (O_i - E_i)^2 / E_i$
			O_i	E_i		
1	x	\leq 71.91	2	2.6	0.36	0.138
2	71.91	- 88.47	3	2.6	0.16	0.062
3	88.47	- 107.92	3	2.6	0.16	0.062
4	107.92	- 136.89	2	2.6	0.36	0.138
5	x	$>$ 136.89	3	2.6	0.16	0.062
Jumlah			13	13	-	0.462
			dk	5-2-1	$\chi^2_{h^2} =$	0.462
				2	$\chi^2 =$	5.991
			$\alpha =$	5%		

(Sumber : Perhitungan)

Dari tabel diatas didapat harga $\chi^2_{h^2} = 0.462$ dengan derajat kebebasan (dk) = 5-2-1 = 2. Berdasarkan tabel 2 nilai kritis untuk uji Chi-Kuadrat pada derajat kepercayaan

(α) = 5% diperoleh dari $X^2 = 5.991$. Uji Chi Kuadrat dinyatakan dapat digunakan apabila memenuhi syarat $Xh^2 < X^2$ dan berdasarkan perhitungan pada tabel 4.8 didapat hasil $0.462 < 5.991$, sehingga Distribusi Pearson Tipe III menurut Uji Chi Kuadrat memenuhi persyaratan atau dapat diterima.

2. Distribusi Log Pearson Type III

Persamaan Distribusi:

$$\log X = \log X_{rt} + (k \times S \log X)$$

$$\log X = 1.99 + (k \times 0.17)$$

Untuk mencari nilai k harus di interpolasi pada tabel 2 dengan nilai $C_s = -0.20$ dan dengan Periode Ulang (T) untuk $P = 0.2$ adalah :

$$T = \frac{1}{0.2} = 5 \text{ tahun}$$

Dengan melihat tabel nilai k distribusi Log Pearson Type III pada lampiran maka didapat nilai k :

$$k = 0.850$$

Maka,

$$\log X = 1.99 + (0.850 \times 0.17)$$

$$\log X = 2.20$$

$$X = 159.74$$

Untuk perhitungan selanjutnya dapat ditabelkan dalam tabel berikut:

$$P = 0.4 \rightarrow T = \frac{1}{0.4} = 2.5 \text{ tahun}$$

$$P = 0.6 \rightarrow T = \frac{1}{0.6} = 1.67 \text{ tahun}$$

$$P = 0.8 \rightarrow T = \frac{1}{0.8} = 1.25 \text{ tahun}$$

Tabel 4.9 Batas Distribusi Log Pearson Type III

P	T	k	log X	X
0.2	5	0.850	2.20	159.74
0.4	2.5	0.169	2.10	125.14
0.6	1.67	-0.347	2.02	104.00
0.8	1.25	-0.830	1.94	87.47

(Sumber : Perhitungan)

Selanjutnya masing-masing data hujan dibagi menjadi 5 kelas dengan batas-batas yang telah ditentukan dari perhitungan sebelumnya. Perhitungan tersebut dapat dilihat pada table 4.10.

Tabel 4.10 Uji Chi Kuadrat Distribusi Log Pearson Type III

No.	Interval	Jumlah		$(O_i - E_i)^2$	$\chi^2 = (O_i - E_i)^2 / E_i$
		O_i	E_i		
1	x ≤ 87.47	5	2.6	5.76	2.215
2	87.47 - 104.00	2	2.6	0.36	0.138
3	104.00 - 125.14	3	2.6	0.16	0.062
4	125.14 - 159.74	1	2.6	2.56	0.985
5	x > 159.74	2	2.6	0.36	0.138
Jumlah		13	13	-	3.538
		dk	5-2-1	$\chi^2_{h^2} =$	3.538
			2	$\chi^2 =$	5.991
		$\alpha =$	5%		

(Sumber : Perhitungan)

Dari tabel diatas didapat harga $\chi^2 = 3.538$ dengan derajat kebebasan (dk) = 5-2-1 = 2. Berdasarkan tabel 2 nilai kritis untuk uji Chi-Kuadrat pada derajat kepercayaan (α) = 5% diperoleh dari $\chi^2 = 5.991$. Uji Chi Kuadrat dinyatakan dapat digunakan apabila memenuhi syarat $\chi^2_{h^2} < \chi^2$ dan berdasarkan perhitungan pada tabel 4.10 didapat hasil $3.538 < 5.991$, sehingga Distribusi Log Pearson Tipe III menurut Uji Chi Kuadrat memenuhi persyaratan atau dapat diterima.

4.4.2 Uji Smirnov-Kolmogorov

Uji kesesuaian *Smirnov – Kolmogorov* merupakan uji kesesuaian non parametrik, karena pengujiannya tidak menggunakan fungsi sebaran tertentu. Sehingga pengujiannya dapat dilakukan lebih sederhana dengan membandingkan kemungkinan untuk setiap peluang dan peluang teoritisnya.

1. Distribusi Pearson Type III

Perhitungan *Smirnov – Kolmogorov* dapat dilihat pada tabel 4.11 Berikut adalah contoh perhitungan untuk data hujan tahun 2010:

- a. Urutkan data (dari yang besar ke kecil) dan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut. Berdasarkan data tabel 4.3 untuk data hujan tahun 2010 didapatkan :

- Tinggi hujan = 99.05 mm
- m (peringkat/ no urut) = 7
- n (jumlah data) = 13

Dengan rumus peluang :

$$P(x) = \frac{m}{n+1} = \frac{7}{13+1} = 0.50$$

- b. Besarnya $P(X <)$ dapat dicari dengan rumus :

$$\begin{aligned} P(X <) &= 1 - P(X) \\ &= 1 - 0.50 \\ &= 0.50 \end{aligned}$$

- c. Nilai $f(t)$ dapat dicari dengan rumus:

$$f(t) = \frac{X - X_{rt}}{S} = \frac{99.05 - 105.34}{39.05} = -0.16$$

- d. Besarnya peluang teoritis $P'(X)$ dicari dengan menggunakan tabel wilayah luas dibawah kurva normal (pada lampiran) dari nilai $f(t)$. Dari tabel dengan nilai $f(t) = -0.16$ maka didapat nilai $P'(X <) = 0.4364$ sehingga besarnya $P'(X)$:

$$\begin{aligned} P'(X) &= 1 - P'(X <) \\ &= 1 - 0.4364 \\ &= 0.5636 \end{aligned}$$

- e. Nilai D dapat dicari dengan rumus:

$$\begin{aligned} D &= P'(X <) - P(X <) \\ &= (0.4364 - 0.50) \\ &= -0.064 \end{aligned}$$

Tabel 4.11 Hasil Uji Smirnov-Kolmogorov untuk Distribusi Pearson Type III

Xi	m	$P(x) = m/(n+1)$	$P(x<)$	$f(t) = (X_i - X)/S$	$P'(x)$	$P'(x<)$	D
176.473	1	0.071	0.929	1.82	0.0344	0.9656	0.037
160.821	2	0.143	0.857	1.42	0.0778	0.9222	0.065
152.471	3	0.214	0.786	1.21	0.1131	0.8869	0.101
120.441	4	0.286	0.714	0.39	0.3483	0.6517	-0.063
115.438	5	0.357	0.643	0.26	0.3974	0.6026	-0.040
105.920	6	0.429	0.571	0.01	0.4960	0.5040	-0.067
99.053	7	0.500	0.500	-0.16	0.5636	0.4364	-0.064
91.383	8	0.571	0.429	-0.36	0.6406	0.3594	-0.069
85.848	9	0.643	0.357	-0.50	0.6915	0.3085	-0.049
80.435	10	0.714	0.286	-0.64	0.7389	0.2611	-0.025
73.953	11	0.786	0.214	-0.80	0.7881	0.2119	-0.002
57.731	12	0.857	0.143	-1.22	0.8888	0.1112	-0.032
49.451	13	0.929	0.071	-1.43	0.9236	0.0764	0.005
Dmax							0.101
D0							0.368

(Sumber : Perhitungan)

Dari tabel diatas didapat harga $D_{max} = 0.101$, dan dengan menggunakan tabel nilai kritis D_0 untuk Uji *Smirnov – Kolmogorov* untuk derajat kepercayaan 5% dan $N = 13$, maka diperoleh nilai $D_0 = 0.368$ (dengan cara interpolasi). Karena nilai D_{max} lebih kecil dari pada nilai D_0 maka persamaan Distribusi *Pearson* III dapat diterima.

2. Distribusi Log Pearson Type III

Perhitungan uji *Smirnov – Kolmogorov* dapat dilihat pada tabel 4. berikut adalah contoh perhitungan untuk data hujan tahun 2010 :

- Urutkan data (dari yang besar ke kecil) dan besarnya peluang dari masing-masing data tersebut. Berdasarkan data tabel 4.3 untuk data hujan tahun 2010 didapatkan :
 - Tinggi hujan (Log X) = 1.996 mm
 - m (peringkat/ no urutan) = 7

$$- \quad n \text{ (jumlah data)} = 13$$

Dengan rumus peluang:

$$P(x) = \frac{m}{n+1} = \frac{7}{13+1} = 0.50$$

- b. Besarnya $P(X <)$ dapat dicari dengan rumus:

$$\begin{aligned} P(X <) &= 1 - P(X) \\ &= 1 - 0.50 \\ &= 0.50 \end{aligned}$$

- c. Nilai $f(t)$ dapat dicari dengan rumus:

$$f(t) = \frac{\text{Log}X - \text{Log}X_{rt}}{S} = \frac{1.996 - 1.99}{0.17} = 0.01$$

- d. Besarnya peluang teoritis $P'(X)$ dicari dengan menggunakan tabel wilayah luas dibawah kurva normal (pada lampiran) dari nilai $f(t)$. Dari tabel dengan nilai $f(t) = 0.01$ maka didapat nilai $P'(X <) = 0.5040$ sehingga besarnya $P'(X)$:

$$\begin{aligned} P'(X) &= 1 - P'(X <) \\ &= 1 - 0.5040 = 0.4960 \end{aligned}$$

- e. Nilai D dapat dicari dengan rumus:

$$\begin{aligned} D &= P'(X <) - P(X <) \\ &= (0.5040 - 0.50) \\ &= 0.004 \end{aligned}$$

Tabel 4.12 Hasil Uji Smirnov-Kolmogorov untuk Distribusi Pearson Type III

Log Xi	m	P(x) = m/(n+1)	P(x<)	f(t)=(LogXi -LogX)/S	P'(x)	P'(x<)	D	
2.247	1	0.071	0.929	1.52	0.0643	0.9357	0.007	
2.206	2	0.143	0.857	1.28	0.1003	0.8997	0.043	
2.183	3	0.214	0.786	1.14	0.1271	0.8729	0.087	
2.081	4	0.286	0.714	0.52	0.3015	0.6985	-0.016	
2.062	5	0.357	0.643	0.41	0.3409	0.6591	0.016	
2.025	6	0.429	0.571	0.19	0.4247	0.5753	0.004	
1.996	7	0.500	0.500	0.01	0.4960	0.5040	0.004	
1.961	8	0.571	0.429	-0.20	0.7593	0.2407	-0.188	
1.934	9	0.643	0.357	-0.36	0.6406	0.3594	0.002	
1.905	10	0.714	0.286	-0.54	0.7054	0.2946	0.009	
1.869	11	0.786	0.214	-0.76	0.7724	0.2276	0.013	
1.761	12	0.857	0.143	-1.40	0.9192	0.0808	-0.062	
1.694	13	0.929	0.071	-1.81	0.9648	0.0352	-0.036	
							Dmax	0.087
							D0	0.368

(Sumber : Perhitungan)

Dari tabel di atas didapat harga $D_{\max} = 0.087$, dan dengan menggunakan tabel nilai kritis D_0 untuk Uji *Smirnov – Kolmogorov* untuk derajat kepercayaan 5% dan $N = 13$, maka diperoleh nilai $D_0 = 0.368$ (dengan cara interpolasi). Karena nilai D_{\max} lebih kecil dari pada nilai D_0 maka persamaan Distribusi *Log Pearson Tipe III* dapat diterima.

4.4.3 Kesimpulan Uji Kecocokan Distribusi

Kesimpulan yang diperoleh dari hasil Uji Kecocokan dapat dilihat pada tabel 4.13 berikut:

Tabel 4.13 Kesimpulan Uji Kecocokan

Distribusi	Uji Kecocokan					Ket.
	Chi-Square		Ket.	Kolmogorov-Smirnov		
	Xh2	X2		Dmax	Do	
Log Pearson Tipe III	3.538	5.991	OK	0.087	0.368	OK
Pearson Tipe III	0.462	5.991	OK	0.101	0.368	OK

(Sumber : Perhitungan)

Dari tabel di atas dapat dilihat bahwa persamaan Distribusi *Log Pearson* Tipe III dan Distribusi *Pearson* Tipe III memenuhi kedua uji kecocokan yaitu *Chi Kuadrat* dan Uji *Smirnov – Kolmogorof*. Maka dari itu, kedua distribusi tersebut dapat digunakan untuk mencari curah hujan rencana dengan periode ulang tertentu dan mencari nilai curah hujan terbesar antara Distribusi *Pearson* Tipe III dan Distribusi *Log Pearson* Tipe III.

4.5 Perhitungan Curah Hujan Rencana

Untuk perhitungan curah hujan rencana digunakan persamaan Distribusi *Log Pearson* Tipe III dan Distribusi *Pearson* Tipe III yang akan diambil untuk melakukan curah hujan efektif adalah curah hujan rencana yang terbesar antara kedua distribusi tersebut. Contoh perhitungan curah hujan rencana untuk periode ulang 2 tahunan pada Distribusi *Log Pearson* Tipe III sebagai berikut:

Persamaan:

$$\log X = \log X_{rt} + (k \times S \log X)$$

$$\log X = 1.99 + (k \times 0.17)$$

1. Dari perhitungan analisa frekuensi untuk Distribusi *Log Pearson* Tipe III didapat data sebagai berikut :

$$\log X_{rt} = 1.99$$

$$S \log X = 0.14$$

$$C_s = -0.20$$

2. Mencari nilai k dengan menggunakan nilai C_s diatas dan pada periode ulang 2 tahun didapat dengan cara melihat pada tabel nilai k untuk *Log Pearson* Tipe III :

$$k = 0.033$$

3. R_{24} maksimum pada periode ulang 2 tahun :

$$\log X = 1.99 + (0.033 \times 0.17)$$

$$\log X = 2.000$$

$$X = 99.927 \text{ mm}$$

Untuk perhitungan curah hujan rencana selanjutnya dengan cara yang sama dapat dilihat pada tabel 4.13 sebagai berikut:

Tabel 4.14 Curah Hujan Rencana Log Type Pearson III

No.	Periode Ulang (Tahun)	Log Xrt	Faktor Distribusi (K)	S Log X	Log X	X (mm)
1	2	1.99	0.033	0.17	2.000	99.927
2	5	1.99	0.850	0.17	2.135	136.518
3	10	1.99	1.258	0.17	2.203	159.536
4	25	1.99	1.680	0.17	2.273	187.434
5	50	1.99	1.945	0.17	2.317	207.396
6	100	1.99	2.175	0.17	2.355	226.437

(Sumber : Perhitungan)

Untuk contoh perhitungan curah hujan rencana untuk periode ulang 2 tahunan pada Distribusi Pearson Tipe III sebagai berikut :
Persamaan :

$$X = X_{rt} + k \cdot S$$

$$X = 105.34 + k \cdot 39.05$$

1. Dari perhitungan analisa frekuensi untuk Distribusi *Log Pearson* Tipe III didapat data sebagai berikut :

$$X_{rt} = 105.34$$

$$S = 39.05$$

$$C_s = 0.50$$

2. Mencari nilai k dengan menggunakan nilai C_s diatas dan pada periode ulang 2 tahun didapat dengan cara interpolasi pada tabel nilai k untuk Pearson Tipe III :

$$\frac{0.60 - 0.50}{0.60 - 0.40} = \frac{-0.099 - k}{-0.099 - (-0.066)}$$

$$k = -0.083$$

3. R_{24} maksimum pada periode ulang 2 tahun :

$$X = 105.34 + (-0.083 \times 39.05)$$

$$X = 102.098 \text{ mm}$$

Untuk perhitungan curah hujan rencana selanjutnya dengan cara yang sama dapat dilihat pada tabel 4.13 sebagai berikut:

Tabel 4.15 Curah Hujan Rencana Pearson Type III

No.	Periode Ulang (Tahun)	Curah Hujan Rata-rata	Faktor Distribusi (K)	S	X (mm)
1	2	105.34	-0.083	39.05	102.098
2	5	105.34	0.808	39.05	136.893
3	10	105.34	1.323	39.05	157.004
4	25	105.34	1.910	39.05	179.927
5	50	105.34	2.310	39.05	195.547
6	100	105.34	2.685	39.05	210.191

(Sumber : Perhitungan)

Dari dua curah hujan diatas diambil curah hujan yang paling besar. Curah hujan 50 tahun untuk distribusi Log Pearson Tipe III sebesar 207.396 mm dan curah hujan dengan periode ulang 50 tahun untuk distribusi Pearson Tipe III sebesar 195.547 mm. Maka nilai curah hujan yang dipilih adalah curah hujan untuk distribusi Log Pearson Tipe III.

4.6 Perhitungan Curah Hujan Efektif

Dalam perhitungan curah hujan efektif, perlu diketahui terlebih dahulu besar koefisien pengaliran dari DAS yang bersangkutan. Koefisien pengaliran untuk perencanaan sabo dam pada DAS Sungai Mujur ditentukan dengan penggabungan dari variasi penggunaan lahan di DAS Mujur. Perhitungan koefisien pengaliran DAS Mujur dapat dilihat pada tabel 4.14.

Tabel 4.16 Koefisien Pengaliran DAS Mujur

Kode Stasiun	Stasiun Hujan	Luas Pengaruh (km ²)	Prosentase
a	Besuk Kembar	1.961	2%
f	Argosuko	23.1	27%
i	Kamar A	0.314	0%
l	Besuk Sat	61.56	72%
n	Wonorenggo	0.551	1%
Total		85.525	102%

(Sumber : Perhitungan)

Hujan efektif didapatkan dengan mengalikan curah hujan rencana dengan koefisien pengaliran, dirumuskan sebagai berikut:

$$R_{\text{eff}} = C \times R_t$$

Keterangan:

R_{eff} : hujan efektif (mm)

C : koefisien pengaliran

R_t : curah hujan rencana (mm)

Untuk contoh perhitungan curah hujan efektif untuk periode ulang 2 tahunan sebagai berikut:

1. Berdasarkan perhitungan sebelumnya diperoleh nilai sebagai berikut:

$$X = 99.927 \text{ mm}$$

$$C_{\text{rt}} = 0.335$$

2. R_{eff} untuk periode ulang 2 tahunan :

$$R_{\text{eff}} = C \times R_t$$

$$R_{\text{eff}} = 0.335 \times 99.927$$

$$R_{\text{eff}} = 33.514 \text{ mm}$$

Untuk perhitungan curah hujan efektif selanjutnya dengan cara yang sama dapat dilihat pada tabel 4.15 sebagai berikut:

Tabel 4.17 Perhitungan Curah Hujan Rencana

No.	Periode Ulang (Tahun)	R (mm)	C	R_{eff}
1	2	99.927	0.335	33.514
2	5	136.518	0.335	45.786
3	10	159.536	0.335	53.505
4	25	187.434	0.335	62.862
5	50	207.396	0.335	69.557
6	100	226.437	0.335	75.943

(Sumber : Perhitungan)

Dari curah hujan efektif yang telah diperoleh, perlu diketahui distribusi hujan yang terjadi setiap jamnya. Dengan hujan terpusat sebesar 5 jam, maka perhitungan curah hujan rata-rata sampai jam ke-t sebagai berikut:

$$I = \frac{24}{5} \times \left(\frac{5}{1}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.585 \times 24$$

$$R_2 = \frac{24}{5} x \left(\frac{5}{2}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.358 x_{24}$$

$$R_3 = \frac{24}{5} x \left(\frac{5}{3}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.281 x_{24}$$

$$R_4 = \frac{24}{5} x \left(\frac{5}{4}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.232 x_{24}$$

$$R_5 = \frac{24}{5} x \left(\frac{5}{5}\right)^{\frac{2}{3}} = 0.200 x_{24}$$

Perhitungan distribusi tinggi hujan pada jam ke t:

$$R'_1 = 1 x R_{24} = 0.585 x R_{24}$$

$$R'_2 = 2 x R_{24} - 1xR_{24} = 0.152 x R_{24}$$

$$R'_3 = 3 x R_{24} - 2xR_{24} = 0.107 x R_{24}$$

$$R'_4 = 4 x R_{24} - 3xR_{24} = 0.085 x R_{24}$$

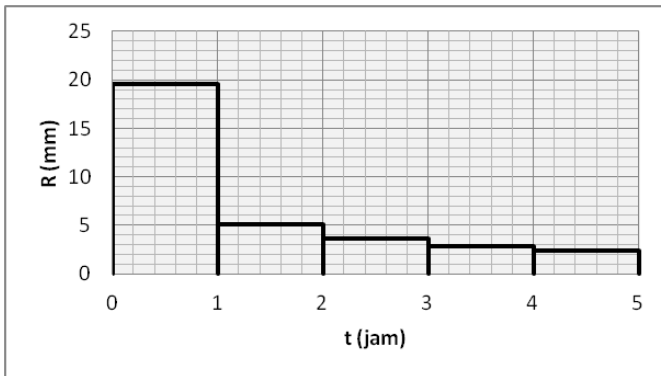
$$R'_5 = 5 x R_{24} - 5xR_{24} = 0.072 x R_{24}$$

Perhitungan curah hujan jam-jam an dapat dilihat pada tabel 4.16.

Tabel 4.18 Curah Hujan Efektif Jam-jam an

Periode Ulang	R efektif	Jam ke -				
		0 -1	1 - 2	2 - 3	3 - 4	4 - 5
		0.585 R24	0.152 R24	0.107 R24	0.085 R24	0.072 R24
2	33.514	19.599	5.094	3.573	2.845	2.402
5	45.786	26.776	6.960	4.882	3.887	3.282
10	53.505	31.290	8.133	5.705	4.542	3.835
25	62.862	36.762	9.555	6.703	5.336	4.506
50	69.557	40.677	10.573	7.417	5.904	4.986
100	75.943	44.412	11.544	8.098	6.446	5.444

(Sumber : Perhitungan)



Gambar 4.3 Grafik Distribusi Hujan

(Sumber : Perhitungan)

4.7 Perhitungan Debit Banjir Rencana

Perhitungan debit banjir rencana dianalisa menggunakan hidrograf satuan sintetik Nakayasu (HSS Nakayasu). Metode Nakayasu menggunakan 2 cara yaitu tanpa menggunakan konsentrasi sedimen dan dengan menggunakan konsentrasi sedimen.

Berdasarkan *Volcanic Sabo Technical Center*, besar perhitungan debit banjir rencana dengan pengaruh sedimen adalah sebagai berikut:

$$Q_s = (1 + Cd) \cdot Q_w$$

Dimana :

Q_s = Debit banjir dengan sedimen ($m^3/detik$)

Q_w = Debit banjir rencana ($m^3/detik$)

Cd = Konsentrasi sedimen

Perhitungan konsentrasi sedimen pada lokasi perencanaan sabo dam adalah sebagai berikut:

Diketahui :

$$\rho_w = 1.0 \text{ t/m}^3$$

$$\sigma = 2.538 \text{ t/m}^3$$

$$\phi = 37.10^\circ$$

$$\tan \theta (I) = 0.15$$

$$Cd = \frac{\rho_w \cdot \tan \theta}{(\sigma - \rho_w) \cdot (\tan \phi - \tan \theta)}$$

$$Cd = \frac{1.0 \times 0.15}{(2.538 - 1.0) \times (\tan(37.10^\circ) - 0.15)}$$

$$Cd = 0.16$$

$$Cd = 0.2$$

Jadi konsentrasi sedimen pada lokasi perencanaan sabo dam sebesar 0.2. Sehingga perumusan debit banjir dengan sedimen menjadi:

$$Q_s = (1 + Cd) \cdot Q_w$$

$$Q_s = (1 + 0.2) \cdot Q_w$$

$$Q_s = 1.2 Q_w$$

Perhitungan debit banjir rencana dengan metode HSS Nakayasu sebagai berikut.

Parameter hidrograf:

$$\text{Luas DAS (A)} = 87.486 \text{ km}^2$$

$$\text{Panjang Sungai (L)} = 16.6 \text{ km}$$

$$R_0 = 1 \text{ mm}$$

$$T_g = 0.21 \times (16.6)^{0.7}$$

$$= 1.501 \text{ jam}$$

$$T_r = 1 \text{ jam}$$

$$T_p = 1.501 + (0.8 \times 1)$$

$$= 2.301 \text{ jam}$$

$$\alpha = 1.5$$

(untuk bagian naik hidrograf yang lambat dan bagian yang menurun cepat)

$$T_{0.3} = \alpha \times T_g$$

$$= 1.5 \times 1.501$$

$$= 2.251 \text{ jam}$$

$$Q_p = \frac{A \times R_0}{3.6 \times (0.3 \times T_p + T_{0.3})}$$

$$= \frac{87.496 \times 1}{3.6 \times (0.3 \times 2.301 + 2.251)}$$

$$= 8.262 \text{ m}^3/\text{dt}$$

Setelah parameter di atas diketahui maka langkah selanjutnya adalah menghitung ordinat unit hidrograf untuk masing-masing waktu selama 24 jam. Perhitungan ordinat unit hidrograf pada perencanaan ini dapat dilihat pada tabel 4.17 - 4.20 berikut ini:

Tabel 4.19 Perhitungan Unit Hydrograph

t	$(t/T_p)^{2.4}$	Q
0	0	0.000
0.25	0.005	0.040
0.5	0.026	0.212
0.75	0.068	0.561
1	0.135	1.119
1.25	0.231	1.911
1.5	0.358	2.960
1.75	0.519	4.285
2	0.715	5.903
2.25	0.948	7.832

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4.20 Perhitungan Unit Hydrograph

t	$0.3^{((t-T_p)/T0.3)}$	Qd1
2.50	0.899	7.427
2.75	0.786	6.497
3.00	0.688	5.684
3.25	0.602	4.973
3.50	0.527	4.350
3.75	0.461	3.806
4.00	0.403	3.330
4.25	0.353	2.913
4.50	0.308	2.548

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4.21 Perhitungan Unit Hydrograph

t	$0.3^{((t-T_p+0.5T_0.3)/(1.5T_0.3))}$	Qd2
4.75	0.280	2.310
5	0.256	2.113
5.25	0.234	1.932
5.5	0.214	1.768
5.75	0.196	1.617
6	0.179	1.479
6.25	0.164	1.353
6.5	0.150	1.237
6.75	0.137	1.132
7	0.125	1.035
7.25	0.115	0.947
7.5	0.105	0.866
7.75	0.096	0.792

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 4.22 Perhitungan Unit Hydrograph

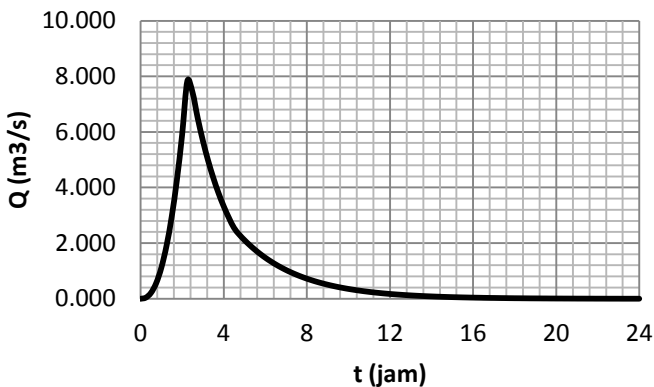
t	$0.3^{((t-T_p+0.5T_0.3)/(1.5T_0.3))}$	Qd3
8	0.088	0.725
8.25	0.080	0.663
8.5	0.073	0.606
8.75	0.067	0.555
9	0.061	0.507
9.25	0.056	0.464
9.5	0.051	0.425
9.75	0.047	0.388
10	0.043	0.355
10.25	0.039	0.325
10.5	0.036	0.297
10.75	0.033	0.272
11	0.030	0.249

Lanjutan Tabel 4.22

t	$0.3^{((t-T_p+0.5T_{0.3})/(1.5T_{0.3}))}$	Qd3
11.25	0.028	0.227
11.5	0.025	0.208
11.75	0.023	0.190
12	0.021	0.174
12.25	0.019	0.159
12.5	0.018	0.146
12.75	0.016	0.133
13	0.015	0.122
13.25	0.013	0.111
13.5	0.012	0.102
13.75	0.011	0.093
14	0.010	0.085
14.25	0.009	0.078
14.5	0.009	0.071
14.75	0.008	0.065
15	0.007	0.060
15.25	0.007	0.055
15.5	0.006	0.050
15.75	0.006	0.046
16	0.005	0.042
16.25	0.005	0.038
16.5	0.004	0.035
16.75	0.004	0.032
17	0.004	0.029
17.25	0.003	0.027
17.5	0.003	0.024
17.75	0.003	0.022
18	0.002	0.020

Lanjutan Tabel 4.22

t	$0.3^{((t-T_p+0.5T_{0.3})/(1.5T_{0.3}))}$	Qd3
18.25	0.002	0.019
18.5	0.002	0.017
18.75	0.002	0.016
19	0.002	0.014
19.25	0.002	0.013
19.5	0.001	0.012
19.75	0.001	0.011
20	0.001	0.010
20.25	0.001	0.009
20.5	0.001	0.008
20.75	0.001	0.008
21	0.001	0.007
21.25	0.001	0.006
21.5	0.001	0.006
21.75	0.001	0.005
22	0.001	0.005
22.25	0.001	0.005
22.5	0.000	0.004
22.75	0.000	0.004
23	0.000	0.003
23.25	0.000	0.003
23.5	0.000	0.003
23.75	0.000	0.003
24	0.000	0.002



Gambar 4.4 Grafik Unit Hydrograph Metode Nakayasu

Menurut *Vocanic Sabo Technical Center*, perencanaan Sabo Dam menggunakan debit rencana dengan periode ulang 50 tahun, baik pada debit rencana tanpa sedimen maupun debit rencana dengan sedimen. Perhitungan debit maksimum dengan periode ulang 50 tahun dapat dilihat pada tabel 4.21.

Tabel 4.23 Debit Maksimum Periode Ulang 50 Tahun

t	UH	Reff	Reff	Reff	Reff	Reff	Q
		40.677	10.573	7.417	5.904	4.986	
(jam)		0 - 1 jam	1 - 2 jam	2 - 3 jam	3 - 4 jam	4 - 5 jam	(m3/dt)
0	0	0					0
0.25	0.040	1.633					1.633
0.5	0.212	8.620					8.620
0.75	0.561	22.810					22.810
1	1.119	45.497	0				45.497
1.25	1.911	77.727	0.425				78.151
1.5	2.960	120.394	2.241				122.635
1.75	4.285	174.292	5.929				180.221
2	5.903	240.136	11.826	0			251.962

Lanjutan Tabel 4.23

t	UH	Reff	Reff	Reff	Reff	Reff	Q
		40.677	10.573	7.417	5.904	4.986	
(jam)		0 - 1 jam	1 - 2 jam	2 - 3 jam	3 - 4 jam	4 - 5 jam	(m3/dt)
2.25	7.832	318.584	20.203	0.298			339.085
2.5	7.427	302.106	31.293	1.572			334.970
2.75	6.497	264.295	45.302	4.159			313.756
3	5.684	231.216	62.417	8.295	0		301.928
3.25	4.973	202.278	82.807	14.172	0.237		299.493
3.5	4.350	176.961	78.524	21.951	1.251		278.687
3.75	3.806	154.813	68.696	31.778	3.311		258.598
4	3.330	135.437	60.098	43.784	6.604	0	245.922
4.25	2.913	118.486	52.576	58.087	11.282	0.200	240.631
4.5	2.548	103.656	45.996	55.082	17.475	1.057	223.267
4.75	2.310	93.945	40.239	48.188	25.299	2.796	210.468
5	2.113	85.933	35.203	42.157	34.856	5.577	203.726
5.25	1.932	78.604	30.797	36.881	46.243	9.527	202.053
5.5	1.768	71.901	26.942	32.265	43.851	14.757	189.717
5.75	1.617	65.769	24.418	28.227	38.363	21.364	178.141
6	1.479	60.160	22.336	24.694	33.561	29.435	170.186
6.25	1.353	55.029	20.431	21.603	29.361	39.050	165.475
6.5	1.237	50.336	18.689	18.900	25.686	37.031	150.641
6.75	1.132	46.043	17.095	17.129	22.471	32.396	135.134
7	1.035	42.116	15.637	15.668	19.659	28.341	121.422
7.25	0.947	38.525	14.303	14.332	17.198	24.794	109.152
7.5	0.866	35.239	13.083	13.110	15.046	21.691	98.169
7.75	0.792	32.234	11.968	11.992	13.636	18.976	88.805
8	0.725	29.485	10.947	10.969	12.473	16.601	80.475
8.25	0.663	26.970	10.013	10.033	11.410	14.523	72.950
8.5	0.606	24.670	9.159	9.178	10.437	12.706	66.149

Lanjutan Tabel 4.23

t	UH	Reff	Reff	Reff	Reff	Reff	Q
		40.677	10.573	7.417	5.904	4.986	
(jam)		0 - 1 jam	1 - 2 jam	2 - 3 jam	3 - 4 jam	4 - 5 jam	(m3/dt)
8.75	0.555	22.566	8.378	8.395	9.546	11.515	60.401
9	0.507	20.642	7.664	7.679	8.732	10.533	55.250
9.25	0.464	18.881	7.010	7.024	7.988	9.635	50.538
9.5	0.425	17.271	6.412	6.425	7.306	8.813	46.228
9.75	0.388	15.798	5.865	5.877	6.683	8.062	42.285
10	0.355	14.451	5.365	5.376	6.113	7.374	38.679
10.25	0.325	13.218	4.908	4.917	5.592	6.745	35.380
10.5	0.297	12.091	4.489	4.498	5.115	6.170	32.363
10.75	0.272	11.060	4.106	4.114	4.679	5.644	29.603
11	0.249	10.117	3.756	3.764	4.280	5.162	27.078
11.25	0.227	9.254	3.436	3.443	3.915	4.722	24.769
11.5	0.208	8.465	3.143	3.149	3.581	4.319	22.657
11.75	0.190	7.743	2.875	2.880	3.276	3.951	20.724
12	0.174	7.082	2.630	2.635	2.996	3.614	18.957
12.25	0.159	6.478	2.405	2.410	2.741	3.306	17.340
12.5	0.146	5.926	2.200	2.205	2.507	3.024	15.861
12.75	0.133	5.421	2.012	2.017	2.293	2.766	14.509
13	0.122	4.958	1.841	1.845	2.098	2.530	13.271
13.25	0.111	4.535	1.684	1.687	1.919	2.314	12.139
13.5	0.102	4.149	1.540	1.543	1.755	2.117	11.104
13.75	0.093	3.795	1.409	1.412	1.605	1.936	10.157
14	0.085	3.471	1.289	1.291	1.468	1.771	9.291
14.25	0.078	3.175	1.179	1.181	1.343	1.620	8.499
14.5	0.071	2.904	1.078	1.080	1.229	1.482	7.774
14.75	0.065	2.657	0.986	0.988	1.124	1.356	7.111
15	0.060	2.430	0.902	0.904	1.028	1.240	6.504

Lanjutan Tabel 4.23

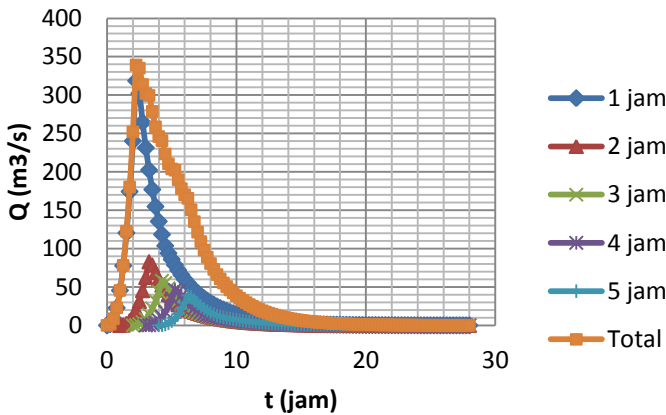
t	UH	Reff	Reff	Reff	Reff	Reff	Q
		40.677	10.573	7.417	5.904	4.986	
(jam)		0 - 1 jam	1 - 2 jam	2 - 3 jam	3 - 4 jam	4 - 5 jam	(m3/dt)
15.25	0.055	2.223	0.825	0.827	0.940	1.134	5.950
15.5	0.050	2.033	0.755	0.756	0.860	1.038	5.442
15.75	0.046	1.860	0.691	0.692	0.787	0.949	4.978
16	0.042	1.701	0.632	0.633	0.720	0.868	4.554
16.25	0.038	1.556	0.578	0.579	0.658	0.794	4.165
16.5	0.035	1.423	0.528	0.530	0.602	0.726	3.810
16.75	0.032	1.302	0.483	0.484	0.551	0.664	3.485
17	0.029	1.191	0.442	0.443	0.504	0.608	3.188
17.25	0.027	1.089	0.404	0.405	0.461	0.556	2.916
17.5	0.024	0.997	0.370	0.371	0.422	0.509	2.667
17.75	0.022	0.912	0.338	0.339	0.386	0.465	2.440
18	0.020	0.834	0.310	0.310	0.353	0.425	2.232
18.25	0.019	0.763	0.283	0.284	0.323	0.389	2.041
18.5	0.017	0.698	0.259	0.260	0.295	0.356	1.867
18.75	0.016	0.638	0.237	0.237	0.270	0.326	1.708
19	0.014	0.584	0.217	0.217	0.247	0.298	1.562
19.25	0.013	0.534	0.198	0.199	0.226	0.272	1.429
19.5	0.012	0.488	0.181	0.182	0.207	0.249	1.307
19.75	0.011	0.447	0.166	0.166	0.189	0.228	1.196
20	0.010	0.409	0.152	0.152	0.173	0.209	1.094
20.25	0.009	0.374	0.139	0.139	0.158	0.191	1.001
20.5	0.008	0.342	0.127	0.127	0.145	0.174	0.915
20.75	0.008	0.313	0.116	0.116	0.132	0.160	0.837
21	0.007	0.286	0.106	0.106	0.121	0.146	0.766
21.25	0.006	0.262	0.097	0.097	0.111	0.134	0.700
21.5	0.006	0.239	0.089	0.089	0.101	0.122	0.641

Lanjutan Tabel 4.23

t	UH	Reff	Reff	Reff	Reff	Reff	Q
		40.677	10.573	7.417	5.904	4.986	
(jam)		0 - 1 jam	1 - 2 jam	2 - 3 jam	3 - 4 jam	4 - 5 jam	(m3/dt)
28.25	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

(Sumber : Perhitungan)

Dari hasil analisis perhitungan hidrograf debit rencana dengan periode ulang 50 tahun dengan debit maksimum sebesar 339.085 m³/dt.



Gambar 4.5 Hydrograph Debit 50 Tahun Metode Nakayasu

Perhitungan dengan debit rencana akibat pengaruh sedimen dengan cara mengalikan debit tanpa sedimen dengan 1.20 atau $Q_s = 1.2 Q_w$. Hasil perhitungan dapat dilihat pada tabel 4.22 dan gambar 4.4.

Tabel 4.24 Debit dengan Sedimen Periode Ulang 50 Tahun

t	UH	Reff	Reff	Reff	Reff	Reff	Q
		40.677	10.573	7.417	5.904	4.986	
(jam)		0 - 1 jam	1 - 2 jam	2 - 3 jam	3 - 4 jam	4 - 5 jam	(m3/dt)
0	0	0					0
0.25	0.048	1.960					1.960
0.5	0.254	10.344					10.344
0.75	0.673	27.372					27.372
1	1.342	54.597	0				54.597
1.25	2.293	93.272	0.509				93.781
1.5	3.552	144.473	2.689				147.162
1.75	5.142	209.150	7.115				216.265
2	7.084	288.164	14.191	0			302.355
2.25	9.398	382.301	24.243	0.357			406.902
2.5	8.912	362.527	37.552	1.886			401.964
2.75	7.797	317.154	54.363	4.991			376.507
3	6.821	277.459	74.900	9.955	0		362.314
3.25	5.967	242.733	99.368	17.006	0.284		359.392
3.5	5.220	212.353	94.228	26.342	1.501		334.424
3.75	4.567	185.775	82.435	38.134	3.973		310.318
4	3.995	162.524	72.118	52.540	7.925	0	295.107
4.25	3.495	142.183	63.091	69.704	13.539	0.240	288.758
4.5	3.058	124.388	55.195	66.099	20.970	1.268	267.920
4.75	2.771	112.734	48.287	57.826	30.358	3.355	252.561
5	2.535	103.120	42.243	50.589	41.827	6.692	244.472
5.25	2.319	94.325	36.956	44.257	55.492	11.433	242.463
5.5	2.121	86.281	32.331	38.718	52.621	17.709	227.660
5.75	1.940	78.923	29.302	33.872	46.035	25.637	213.769
6	1.775	72.192	26.803	29.633	40.274	35.322	204.223

Lanjutan Tabel 4.24

t	UH	Reff	Reff	Reff	Reff	Reff	Q
		40.677	10.573	7.417	5.904	4.986	
(jam)		0 - 1 jam	1 - 2 jam	2 - 3 jam	3 - 4 jam	4 - 5 jam	(m3/dt)
6.25	1.623	66.035	24.517	25.924	35.233	46.861	198.570
6.5	1.485	60.403	22.426	22.679	30.823	44.437	180.769
6.75	1.358	55.252	20.514	20.555	26.966	38.875	162.161
7	1.242	50.540	18.764	18.802	23.591	34.010	145.706
7.25	1.137	46.230	17.164	17.198	20.638	29.753	130.983
7.5	1.040	42.287	15.700	15.731	18.055	26.029	117.803
7.75	0.951	38.681	14.361	14.390	16.364	22.771	106.566
8	0.870	35.382	13.136	13.163	14.968	19.921	96.570
8.25	0.796	32.364	12.016	12.040	13.691	17.428	87.540
8.5	0.728	29.604	10.991	11.013	12.524	15.247	79.379
8.75	0.666	27.079	10.054	10.074	11.456	13.818	72.481
9	0.609	24.770	9.196	9.215	10.479	12.640	66.300
9.25	0.557	22.657	8.412	8.429	9.585	11.562	60.646
9.5	0.510	20.725	7.695	7.710	8.768	10.576	55.473
9.75	0.466	18.958	7.038	7.053	8.020	9.674	50.743
10	0.426	17.341	6.438	6.451	7.336	8.849	46.415
10.25	0.390	15.862	5.889	5.901	6.710	8.094	42.457
10.5	0.357	14.509	5.387	5.398	6.138	7.404	38.836
10.75	0.326	13.272	4.927	4.937	5.615	6.772	35.524
11	0.298	12.140	4.507	4.516	5.136	6.195	32.494
11.25	0.273	11.105	4.123	4.131	4.698	5.667	29.723
11.5	0.250	10.158	3.771	3.779	4.297	5.183	27.188
11.75	0.228	9.291	3.450	3.457	3.931	4.741	24.869
12	0.209	8.499	3.155	3.162	3.595	4.337	22.748
12.25	0.191	7.774	2.886	2.892	3.289	3.967	20.808
12.5	0.175	7.111	2.640	2.645	3.008	3.629	19.034

Lanjutan Tabel 4.24

t	UH	Reff	Reff	Reff	Reff	Reff	Q
		40.677	10.573	7.417	5.904	4.986	
(jam)		0 - 1 jam	1 - 2 jam	2 - 3 jam	3 - 4 jam	4 - 5 jam	(m3/dt)
12.75	0.160	6.505	2.415	2.420	2.752	3.319	17.410
13	0.146	5.950	2.209	2.213	2.517	3.036	15.926
13.25	0.134	5.442	2.021	2.025	2.302	2.777	14.567
13.5	0.122	4.978	1.848	1.852	2.106	2.540	13.325
13.75	0.112	4.554	1.691	1.694	1.926	2.324	12.189
14	0.102	4.165	1.546	1.550	1.762	2.126	11.149
14.25	0.094	3.810	1.415	1.417	1.612	1.944	10.198
14.5	0.086	3.485	1.294	1.297	1.474	1.778	9.329
14.75	0.078	3.188	1.184	1.186	1.349	1.627	8.533
15	0.072	2.916	1.083	1.085	1.234	1.488	7.805
15.25	0.066	2.667	0.990	0.992	1.128	1.361	7.140
15.5	0.060	2.440	0.906	0.908	1.032	1.245	6.531
15.75	0.055	2.232	0.829	0.830	0.944	1.139	5.974
16	0.050	2.041	0.758	0.759	0.864	1.042	5.464
16.25	0.046	1.867	0.693	0.695	0.790	0.953	4.998
16.5	0.042	1.708	0.634	0.635	0.723	0.872	4.572
16.75	0.038	1.562	0.580	0.581	0.661	0.797	4.182
17	0.035	1.429	0.531	0.532	0.605	0.729	3.825
17.25	0.032	1.307	0.485	0.486	0.553	0.667	3.499
17.5	0.029	1.196	0.444	0.445	0.506	0.610	3.201
17.75	0.027	1.094	0.406	0.407	0.463	0.558	2.928
18	0.025	1.001	0.371	0.372	0.423	0.511	2.678
18.25	0.022	0.915	0.340	0.340	0.387	0.467	2.450
18.5	0.021	0.837	0.311	0.311	0.354	0.427	2.241
18.75	0.019	0.766	0.284	0.285	0.324	0.391	2.050
19	0.017	0.700	0.260	0.261	0.296	0.357	1.875

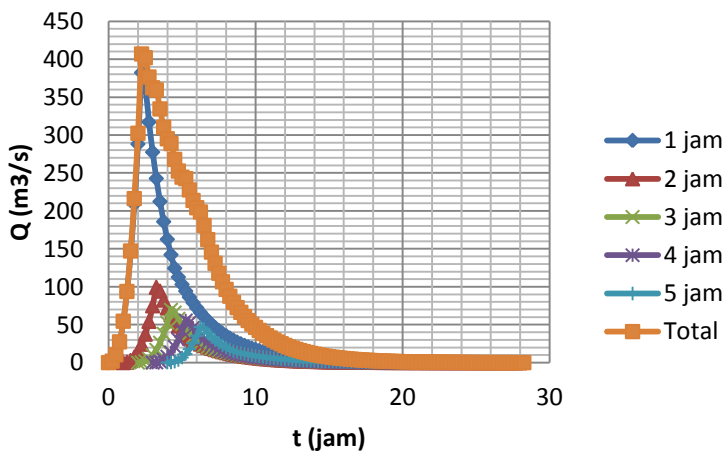
Lanjutan Tabel 4.24

t	UH	Reff	Reff	Reff	Reff	Reff	Q
		40.677	10.573	7.417	5.904	4.986	
(jam)		0 - 1 jam	1 - 2 jam	2 - 3 jam	3 - 4 jam	4 - 5 jam	(m3/dt)
19.25	0.016	0.641	0.238	0.238	0.271	0.327	1.715
19.5	0.014	0.586	0.218	0.218	0.248	0.299	1.569
19.75	0.013	0.536	0.199	0.199	0.227	0.274	1.435
20	0.012	0.490	0.182	0.182	0.207	0.250	1.313
20.25	0.011	0.449	0.167	0.167	0.190	0.229	1.201
20.5	0.010	0.410	0.152	0.153	0.174	0.209	1.098
20.75	0.009	0.375	0.139	0.140	0.159	0.192	1.005
21	0.008	0.343	0.127	0.128	0.145	0.175	0.919
21.25	0.008	0.314	0.117	0.117	0.133	0.160	0.841
21.5	0.007	0.287	0.107	0.107	0.122	0.147	0.769
21.75	0.006	0.263	0.098	0.098	0.111	0.134	0.703
22	0.006	0.240	0.089	0.089	0.102	0.123	0.643
22.25	0.005	0.220	0.082	0.082	0.093	0.112	0.588
22.5	0.005	0.201	0.075	0.075	0.085	0.103	0.538
22.75	0.005	0.184	0.068	0.068	0.078	0.094	0.492
23	0.004	0.168	0.062	0.063	0.071	0.086	0.450
23.25	0.004	0.154	0.057	0.057	0.065	0.079	0.412
23.5	0.003	0.141	0.052	0.052	0.060	0.072	0.377
23.75	0.003	0.129	0.048	0.048	0.054	0.066	0.345
24	0.003	0.118	0.044	0.044	0.050	0.060	0.315
24.25	0.000	0.000	0.040	0.040	0.046	0.055	0.181
24.5	0.000	0.000	0.037	0.037	0.042	0.050	0.165
24.75	0.000	0.000	0.033	0.034	0.038	0.046	0.151
25	0.000	0.000	0.031	0.031	0.035	0.042	0.138
25.25	0.000	0.000	0.000	0.028	0.032	0.038	0.098
25.5	0.000	0.000	0.000	0.026	0.029	0.035	0.090

Lanjutan Tabel 4.24

t	UH	Reff	Reff	Reff	Reff	Reff	Q
		40.677	10.573	7.417	5.904	4.986	
(jam)		0 - 1 jam	1 - 2 jam	2 - 3 jam	3 - 4 jam	4 - 5 jam	(m3/dt)
25.75	0.000	0.000	0.000	0.023	0.027	0.032	0.082
26	0.000	0.000	0.000	0.021	0.024	0.029	0.075
26.25	0.000	0.000	0.000	0.000	0.022	0.027	0.049
26.5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.020	0.025	0.045
26.75	0.000	0.000	0.000	0.000	0.019	0.023	0.041
27	0.000	0.000	0.000	0.000	0.017	0.021	0.038
27.25	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.019	0.019
27.5	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.017	0.017
27.75	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.016	0.016
28	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.014	0.014
28.25	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000

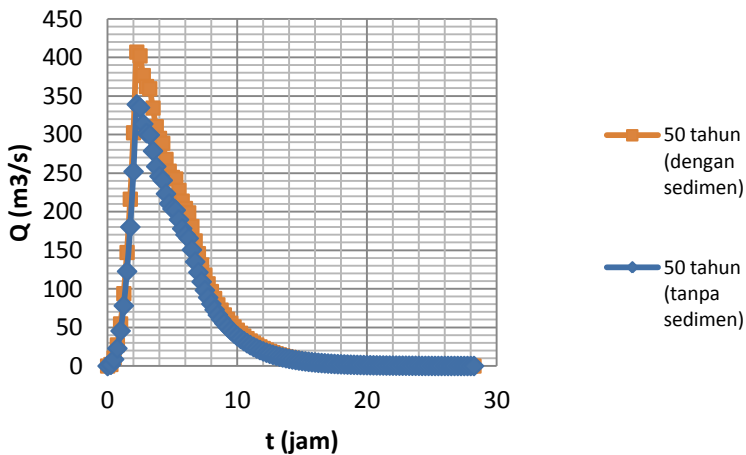
(Sumber : Perhitungan)



Gambar 4.6 Hydroraph Debit Banjir dengan Sedimen Priode Ulang 50 Tahun

Dari hasil analisis perhitungan hidrograf debit rencana dengan periode ulang 50 tahun dengan debit maksimum sebesar $406.902 \text{ m}^3/\text{dt}$.

Perbandingan besar debit banjir tanpa sedimen dan debit banjir dengan sedimen untuk periode ulang 50 tahun dapat dilihat pada gambar 4.5. Berdasarkan gambar 4.5 tersebut menunjukkan bahwa debit rencana dengan sedimen lebih besar dari debit banjir rencana tanpa sedimen. Debit banjir yang akan digunakan dalam perencanaan dimensi Sabo Dam adalah debit banjir rencana dengan sedimen periode ulang 50 tahun.



Gambar 4.7 Perbandingan Hydroraph Debit Banjir dengan Sedimen dan tanpa Sedimen Periode Ulang 50 Tahun

BAB V

PERENCANAAN SABO DAM

5.1 Perencanaan Main Dam

Main dam adalah komponen dari bangunan Sabo Dam yang berada di sebelah hulu yang fungsinya adalah untuk membendung aliran debit besar yang lewat sehingga sebagian sedimen yang mengalir bersamaan aliran air tertahan/tertampung tidak mengalir semuanya ke arah hilir.

Bagian-bagian dari main dam yang direncanakan adalah:

- Pelimpah
- Kecepatan air di atas pelimpah
- Tinggi efektif main dam
- Kapasitas tampung sedimen
- Tebal mercu pelimpah
- Kemiringan bagian hilir
- Kemiringan bagian hulu
- Sayap dam
- Pondasi dam
- Lubang drainase

5.1.1 Pelimpah

Bangunan pelimpah memiliki peran penting, selain sebagai tempat mengalirnya luapan banjir, juga sebagai bangunan yang akan menahan benturan akibat banjir sedimen. Oleh karena itu, pelimpah harus memiliki struktur yang cukup kuat.

Tahap-tahap dalam perencanaan pelimpah antara lain:

1. Posisi Pelimpah

Posisi pelimpah direncanakan di tengah alur sungai. Hal ini dikarenakan tidak ada indikasi lapisan batuan di salah satu tebing sungai yang mengharuskan penempatan pelimpah pada tebing yang memiliki lapisan batuan tersebut. Selain itu, berdasarkan alur sungai Mujur (khususnya pada lokasi direncanakannya sabo dam), alur sungai cenderung tidak

berbelok-belok, sehingga posisi pelimpah lebih sesuai ditempatkan di tengah alur sungai.

2. Lebar Pelimpah

Bentuk pelimpah yang digunakan adalah berbentuk trapesium. Direncanakan lebar pelimpah dengan rumus (2-26) berikut:

$$Qs = \frac{2}{15} C \sqrt{2g} (3B_1 + 2B_2) h_3^{\frac{3}{2}}$$

Berdasarkan perhitungan sebelumnya didapatkan:

- Debit aliran debris dengan periode ulang 50 tahun (Qs) = 406.902 m³/s
- Percepatan gravitasi = 9.8 m²/s
- Koefisien pelimpah = 0.6

Maka :

$$B_1 = \alpha \sqrt{Q_s}$$

α = Koefisien daerah aliran sungai

Berdasarkan tabel koefisien daerah aliran sungai (gambar 2.9), dengan memasukkan luas DAS sebesar = 87.486 km², maka diperoleh nilai $\alpha = 5$.

$$B_1 = \alpha \sqrt{Q_s}$$

$$B_1 = 5 \times \sqrt{406.902}$$

$$B_1 = 100.86 \text{ m} \approx 101 \text{ m}$$

Direncanakan kemiringan tepi pelimpah = 1:1, maka:

$B_2 = B_1 + h_3$, sehingga perumusan (2-26) menjadi:

$$Qs = 0.354 \times (303 + 202 + 2h_3) h_3^{\frac{3}{2}}$$

$$406.902 = (107.262 + 71.508 + 0.708h_3) h_3^{\frac{3}{2}}$$

Dengan cara coba-coba, maka diperoleh :

$$h_3 = 1.768 \text{ m}$$

Sehingga diperoleh $B_2 = 101 + 1.768 = 102.63 \text{ m} \approx 103 \text{ m}$.

3. Tinggi Pelimpah

Perhitungan tinggi pelimpah digunakan rumus :

$$H = h_3 + h_3'$$

Berdasarkan tabel nilai h_3' berdasarkan besar debit dengan sedimen (Q_s) (gambar 2.10), didapatkan nilai $h_3' = 0.8$ m.

$$H = 1.768 + 0.8$$

$$H = 2.57 \text{ m} \approx 2.6 \text{ m}$$

5.1.2 Kecepatan Air di Atas Pelimpah

Berdasarkan perhitungan sebelumnya didapatkan :

- Debit dengan sedimen periode ulang 50 tahun (Q_s) = 406.902 m³/s
- Lebar dasar pelimpah (B_1) = 101 m
- Lebar atas pelimpah (B_2) = 103 m
- Tinggi air di atas mercu peluap main dam (h_3) = 1.768 m

Dari data-data yang diperoleh dari perhitungan sebelumnya, maka besar kecepatan air di atas pelimpah sebagai berikut:

$$\begin{aligned}
 - \quad q_0 &= \frac{Q_{\text{debris}}}{B_{\text{rata-rata}}} \\
 q_0 &= \frac{406.902}{(101+103) \times \frac{1}{2}} \\
 q_0 &= 3.989 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m} \\
 - \quad v_0 &= \frac{q_0}{h_3} \\
 v_0 &= \frac{3.989}{1.768} \\
 v_0 &= 2.257 \text{ m}/\text{dt}
 \end{aligned}$$

5.1.3 Tinggi Efektif Main Dam

Tinggi efektif main dam dihitung dari permukaan dasar sungai hingga mercu main dam. Tinggi efektif main dam dapat pula dilihat dari palung sungai. Pada perencanaan ini selain mempertimbangkan palung sungai, juga mempertimbangkan tinggi muka air banjir. Digunakan muka air banjir dengan sedimen periode ulang 50 tahun. Perhitungan tinggi muka air banjir dengan rating curve berikut:

Berdasarkan gambar dari *Google Earth*, didapatkan kemiringan sungai (i_0) = 0.085 yang diperoleh dari perbandingan beda tinggi sungai yang ditinjau = 17 m dengan panjang sungai yang ditinjau = 200 m dan didapatkan pula tinggi tebing sungai = 12 m, serta diketahui koefisien Manning untuk saluran alam sebesar 0.025.

Gambar 5.1 merupakan penampang melintang sungai di lokasi perencanaan sabo dam. Kemudian dibuat potongan pada penampang melintang sungai untuk mendapatkan luas penampang (A) dan keliling penampang (P) tiap potongan penampang. Data-data yang telah diperoleh tersebut kemudian digunakan untuk menghitung debit (Q) tiap potongan penampang. Perhitungan untuk mendapatkan debit (Q) dapat dilihat pada tabel 5.1 dan gambar 5.2.



Gambar 5.1 Potongan Melintang Sungai Mujur

Tabel 5.1 Perhitungan Debit Tiap Penampang

Elv.	h	A	P	R	V	Q
680	1	6	16.47	0.36	5.95	35.69
681	2	30	52.94	0.57	7.99	239.58
682	3	74	93.42	0.79	9.98	738.80
683	4	136	129.89	1.05	12.02	1635.37
684	5	218	170.36	1.28	13.75	2996.53
685	6	320	210.83	1.52	15.40	4928.69
686	7	442	251.31	1.76	16.99	7510.46
687	8	584	291.78	2.00	18.52	10816.51
688	9	744	328.04	2.27	20.13	14977.52
689	10	922	364.72	2.53	21.64	19953.29
690	11	1124	413.19	2.72	22.73	25543.48
691	12	1348	457.67	2.95	23.96	32301.12

(Sumber : Perhitungan)

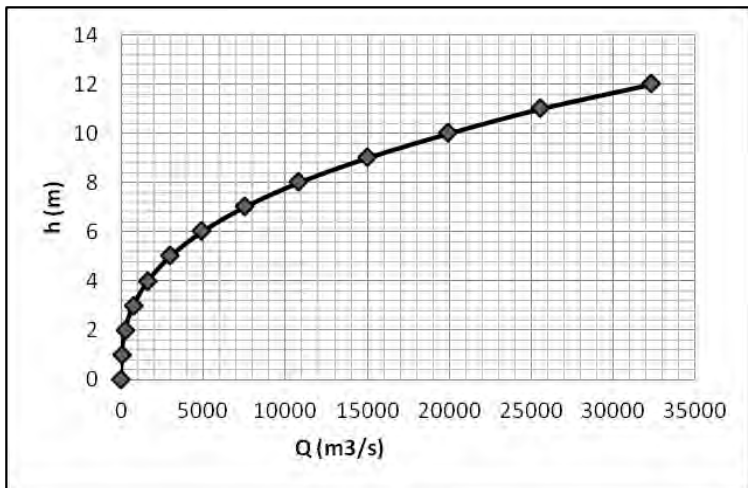
Contoh perhitungan debit untuk elevasi +680 adalah sebagai berikut.

Berdasarkan gambar *Autocad* diperoleh:

- $h = 1 \text{ m}$
- $A = 6 \text{ m}^2$
- $P = 16.47 \text{ m}$

Maka :

- $R = \frac{A}{P}$
 $= \frac{6}{16.47}$
 $= 0.36 \text{ m}$
- $V = \frac{1}{n} x i^{\frac{1}{2}} x R^{\frac{2}{3}}$
 $V = \frac{1}{0.025} x 0.085^{\frac{1}{2}} x 0.36^{\frac{2}{3}}$
 $V = 5.95 \text{ m/dt}$
- $Q = A x V$
 $Q = 6 x 5.95$
 $Q = 35.69 \text{ m}^3/\text{dt}$



Gambar 5.2 Rating Curve

(Sumber : Perhitungan)

Berdasarkan rating curve pada gambar 5.2, diperoleh tinggi muka air banjir untuk debit dengan sedimen periode ulang 50 tahun yaitu sebesar 2.25 m.

Pemilihan tinggi efektif sabo dam kemudian lebih didasarkan pada tinggi tebing sungai. Maka digunakanlah tinggi efektif sabo dam sebesar 10.5 m.

Berikut perhitungan kemiringan dasar sungai statis dan dinamis.

$$\begin{aligned}
 - \quad i_1 &= \frac{1}{2} \times i_0 \\
 i_1 &= \frac{1}{2} \times 0.085 \\
 i_1 &= 0.0425 \\
 - \quad i_2 &= \frac{3}{4} \times i_0 \\
 i_2 &= \frac{3}{4} \times 0.085 \\
 i_2 &= 0.06375 \\
 - \quad L_1 &= \frac{H_{eff}}{i_0 - i_1} \\
 L_1 &= \frac{10.5}{0.085 - 0.0425} \\
 L_1 &= 247.0588 \text{ m} \\
 - \quad L_2 &= \frac{H_{eff}}{i_0 - i_2} \\
 L_2 &= \frac{10.5}{0.085 - 0.06375} \\
 L_2 &= 494.1176 \text{ m}
 \end{aligned}$$

5.1.4 Kapasitas Tampung Sedimen

Besarnya kapasitas tampung dari sabo dam dihitung dengan rumus sebagai berikut :

$$Vse = \frac{\frac{1}{2} T \cdot H^2}{i_0 - i_1} \quad (2-36)$$

$$Vtot = Vse + Vc \quad (2-37)$$

$$Vtot = (A_1 + A_2) \cdot T \quad (2-38)$$

Dimana :

Vse = Volume tampungan mati (m³)

Vc = Volume kontrol (m³)

- V_{tot} = Volume total (m^3)
 T = Panjang rata-rata bendungan (m)
 A_1 = Luas tampungan tetap 1 (m^2)
 A_2 = Luas tampungan tetap 2 (m^2)
 H_{eff} = Tinggi efektif main dam (m)
 i_0 = Kemiringan dasar sungai asli
 i_1 = Kemiringan dasar sungai statis

Maka :

- $$V_{se} = \frac{\frac{1}{2} T \cdot H^2}{i_0 - i_1}$$

$$V_{se} = \frac{\frac{1}{2} \times 124 \times 10.5^2}{0.085 - 0.0425}$$

$$V_{se} = 160835.3 \text{ m}^3$$
- $$A_1 = \frac{1}{2} \times H_{eff} \times L_1$$

$$A_1 = \frac{1}{2} \times 10.5 \times 247.0588$$

$$A_1 = 1297.058 \text{ m}^2$$
- $$A_2 = A_t - A_1$$

$$A_2 = \frac{1}{2} \times H_{eff} \times L_2 - A_1$$

$$A_2 = \frac{1}{2} \times 10.5 \times 494.1176 - 1297.058$$

$$A_2 = 1297.058 \text{ m}^2$$
- $$V_{tot} = (A_1 + A_2) \cdot T$$

$$V_{tot} = (1297.058 + 1297.058) \cdot 124$$

$$V_{tot} = 321670.6 \text{ m}^3$$
- $$V_{tot} = V_{se} + V_c$$

$$V_c = V_{tot} - V_{se}$$

$$V_c = 321670.6 - 160835.3$$

$$V_c = 160835.3 \text{ m}^3$$

5.1.5 Tebal Mercu Pelimpah

Perhitungan tebal mercu pelimpah berdasarkan dua cara yaitu dari tabel 2.4 dan dari rumus. Berikut penjabaran dari kedua cara tersebut.

- Berdasarkan tabel 2.4, dengan memasukkan karakteristik banjir sedimen yaitu berupa batuan besar dengan kondisi hidrologi berupa debris flow maka diperoleh tebal mercu 3.0 – 4.0 m.
- Dengan pertimbangan rumus berikut:

$$b_{min} = \frac{n \cdot \gamma_{ws}}{f_0 \gamma_{pas}} \left(h_3 + \frac{f_1}{2} + \frac{k \cdot v_0^2}{2 \cdot g} \right)$$

Dimana :

b_{min} = Tebal mercu pelimpah (m)

n = Angka keamanan (1.4)

γ_{ws} = Berat volume air + sedimen (t/m^3)

γ_{pas} = Berat volume pasangan (t/m^3)

f_0 = Koefisien gesek sedimen (0.8)

h_3 = Tinggi air diatas pelimpah (m)

f_1 = Koefisien houska (0,5)

Maka :

$$b_{min} = \frac{1.4 \times 2.538}{0.8 \times 2.40} \left(1.768 + \frac{0.5}{2} + \frac{1.2 \times 2.274^2}{2 \times 9.8} \right)$$

$$b_{min} = 4.311 \text{ m}$$

Dengan membandingkan hasil dari tabel dan perhitungan serta pertimbangan keamanan, maka digunakan tebal mercu main dam adalah 6 m.

5.1.6 Kemiringan Bagian Hilir

Kemiringan bagian hilir tubuh dam diperkirakan sebesar 1: n dengan n antara 0.2 s/d 0.6 atau dengan perhitungan berikut.

$$\frac{L}{H_{eff}} = v_0 \sqrt{\frac{2}{g} \cdot H_{eff}}$$

$$\frac{L}{H_{eff}} = 2.257 \times \sqrt{\frac{2}{9.8} \times 7}$$

$$\frac{L}{H_{eff}} = 0.315$$

$$n = 0.315 \approx 0.6$$

5.1.7 Kemiringan Bagian Hulu

Kemiringan bagian hulu sabo dam dihitung dengan persamaan (2-41) berikut.

$$(1 + \alpha)m^2 + [2(n + \beta) + n(4\alpha + \gamma) + 2\alpha\beta]m - (1 + 3\alpha) + \alpha\beta(4n + \beta) + \gamma(3n\beta + \beta^2 + n^2) = 0$$

Diketahui :

- Kemiringan lereng bagian hilir (n) = 0.4
- Tinggi efektif dam (H_{eff}) = 10.5 m
- Tebal mercu pelimpah (b) = 5 m
- Tinggi muka air di mercu pelimpah (h_3) = 1.664 m
- Berat jenis material dam (ρ_d) = 2.4 t/m³
- Berat jenis air (ρ_w) = 1 t/m³
- Berat jenis sedimen dalam aliran debris (ρ_s) = 2.538 t/m³

Maka :

$$\alpha = \frac{hw}{H_{eff}}$$

$$\alpha = \frac{1.768}{10.5}$$

$$\alpha = 0.168$$

$$\beta = \frac{b}{H_{eff}}$$

$$\beta = \frac{5}{10.5}$$

$$\beta = 0.571$$

$$\begin{aligned}
 - \quad \gamma &= \frac{\rho_d}{\rho_w} \\
 \gamma &= \frac{2.4}{1} \\
 \gamma &= 2.4
 \end{aligned}$$

Sehingga :

$$a = (1+0.168)$$

$$= 1.168$$

$$b = (2 \times (0.6 + 0.571) + 0.6 \times (4 \times 0.168 + 2.4))$$

$$+ 2 \times 0.168 \times 0.571)$$

$$= 4.379$$

$$c = (1 + 3 \times 0.168) + (0.168 \times 0.571 \times (4 \times 0.6 + 0.571))$$

$$+ (2.4 \times (3 \times 0.6 \times 0.571 + 0.571^2 + 0.6^2))$$

$$= 5.907$$

Dengan rumus abc, kemudian dihitung kemiringan bagian hulu :

$$m_{1,2} = \frac{-4.379 \pm \sqrt{4.379^2 - (4 \times 1.168 \times 5.907)}}{(2 \times 1.168)}$$

$$m_1 = 1.053$$

$$m_2 = -4.801$$

Digunakan $m = 1$

5.1.8 Sayap Dam

Komponen-komponen yang direncanakan untuk mendapatkan dimensi sayap dam sebagai berikut.

1. Tebal Sayap

Menurut *Volcanic Sabo Technical Centre*, tebal sayap dam dapat direncanakan sama dengan tebal main dam. Sehingga didapatkan tebal sayap = 6 m.

2. Tinggi Sayap

Perhitungan tinggi sayap dam dengan rumus (2-51) berikut.

$$h = h_w + h_f + h_s \geq 5,0 \text{ (m)}$$

Dimana :

h = Tinggi sayap dam dihitung dari dasar pelimpah (m)

h_w = Kedalaman pelimpah (m)

h_f = Tinggi jagaan normal (m)

h_s = Tinggi jagaan khusus (m)

Sedang tinggi jagaan khusus (h_s) ditentukan berdasarkan pertimbangan-pertimbangan berikut ini:

- a) Puncak sayap dam harus sama elevasinya dengan elevasi tinggi rencana endapan sedimen di ujung bagian hulu.
- b) Puncak sayap dam harus lebih tinggi dari ketinggian aliran debris pada saat banjir yang pernah terjadi pada lokasi tersebut.

Dengan mengambil tinggi jagaan normal (h_f) = 0.8 m, maka besar tinggi sayap =

$$h = 2.6 + 0.8$$

$$h = 3.4 \text{ m}$$

Pada perhitungan tinggi sayap, hasil perolehan tinggi sayap disamakan dengan tinggi pelimpah yaitu 2.6 m. Hal ini dikarenakan untuk memaksimalkan tinggi main dam, agar besar volume tampungan dapat maksimum.

3. Kemiringan Sayap

Menurut *Volcanic Sabo Technical Centre*, kemiringan penampang melintang sayap dam harus sama atau lebih curam dari kemiringan melintang tebing sungai. Berdasarkan penampang melintang sungai diperoleh kemiringan kedua sisi tebing sebesar 1:12.4 dan 1:11.534. Akan tetapi pada perencanaan ini, sayap dam didesain mendatar. Hal ini dikarenakan ketinggian yang ada untuk pemaksimalan tinggi main dam, sehingga mendapatkan kapasitas tampung sedimen lebih besar.

5.1.9 Pondasi Dam

Menurut *Volcanic Sabo Technical Centre*, kedalaman pondasi pada sabo dam biasanya berkisar antara 1.0 – 2.0 m

pada tanah berpasir atau batu. Pada perencanaan sabo dam ini digunakan kedalaman pondasi (δ) = 2 m.

Tinggi total main dam dapat dihitung dengan rumus (2-55) dibawah ini :

$$H = H_{eff} + \delta$$

$$H = 10.5 + 2$$

$$H = 12.5 \text{ m}$$

5.1.10 Lubang Drainase

Menurut *Volcanic Sabo Technical Centre*, ukuran yang umum digunakan untuk lubang drainase adalah 0,5-1,0 m (dengan bentuk persegi). Setelah dilakukan perhitungan kontrol kestabilan dengan coba-coba posisi lubang drainase maka pada perencanaan sabo dam ini digunakan 5 lubang drainase berbentuk persegi dengan ukuran 0.5 x 0.5 m.

5.2 Perencanaan Apron (Lantai Olakan)

Apron berfungsi untuk melindungi tanah dari penggerusan (scouring) di sebelah hilir yang terjadi akibat jatuhnya air. Komponen-komponen apron yang perlu diketahui dalam mendesain apron adalah sebagai berikut.

5.2.1 Tebal Apron

Perhitungan tebal apron dengan rumus (2-56) sebagai berikut.

$$t = 0,1 (0,6 H_1 + 3h_3 - 1)(m)$$

$$t = 0,1 (0,6 (H_{eff} - t) + 3h_3 - 1)$$

$$t = 0,1 (0,6 (10.5 - t) + 3 \times 1.768 - 1)$$

$$t = 1.128 \text{ m} \approx t = 3.5 \text{ m}$$

5.2.2 Panjang Terjunan Air (Lw)

Untuk menghitung panjang terjunan air digunakan rumus sebagai berikut :

$$Lw = V_0 \left[\frac{2 \left(H_1 + \frac{1}{2} h_3 \right)}{g} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$Lw = 2.257 x \left[\frac{2 \left(10.5 + \frac{1}{2} x 1.768 \right)}{9.8} \right]^{\frac{1}{2}}$$

$$Lw = 3.44 \text{ m} \approx 4 \text{ m}$$

5.2.3 Panjang Loncatan Air

Untuk mencari panjang loncatan air digunakan rumus sebagai berikut :

$$x = \beta \cdot hj$$

Dimana :

β = Koefisien (4,50-5,0), digunakan ≈ 5

Sedangkan mencari hj digunakan rumus :

$$hj = \frac{h_1}{2} \sqrt{1 + (8 \cdot Fr^2)} - 1$$

Parameter-parameter yang perlu dicari terlebih dulu antara lain:

$$- \quad q_1 = \frac{Q}{B} = \frac{Q}{\frac{1}{2}(b_1 + b_2)}$$

$$q_1 = \frac{406.902}{\frac{1}{2}(101 + 103)}$$

$$q_1 = 3.992 \text{ m}^3/\text{dt}/\text{m}$$

$$- \quad V_1 = \sqrt{2 \cdot g \cdot (H_1 + h_3)}$$

$$V_1 = \sqrt{2 \times 9.8 \times (10.5 + 1.768)}$$

$$V_1 = 15.506 \text{ m}/\text{dt}$$

$$- \quad h_1 = \frac{q_1}{V_1}$$

$$h_1 = \frac{3.992}{15.506}$$

$$h_1 = 0.257 \text{ m}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad Fr &= \frac{V_1}{\sqrt{g \cdot h_1}} \\
 Fr &= \frac{15.506}{\sqrt{9.8 \times 0.257}} \\
 Fr &= 9.76
 \end{aligned}$$

Setelah diketahui semua parameter yang dibutuhkan, maka besar h_j :

$$\begin{aligned}
 h_j &= \frac{h_1}{2} \sqrt{1 + (8 \cdot Fr^2)} - 1 \\
 h_j &= \frac{0.257}{2} \sqrt{1 + (8 \times 9.76^2)} - 1 \\
 h_j &= 3.428 \text{ m}
 \end{aligned}$$

Sehingga :

$$\begin{aligned}
 x &= \beta \cdot h_j \\
 x &= 5 \times 3.428 \\
 x &= 17.139 \text{ m} \approx 18 \text{ m}
 \end{aligned}$$

5.2.4 Panjang Apron

Panjang apron yaitu jarak antara main dam dan sub dam ditentukan dengan rumus :

$$\begin{aligned}
 L &= Lw + x + b_2 \\
 L &= 4 + 18 + 6 \\
 L &= 28 \text{ m}
 \end{aligned}$$

5.2.5 Dinding Tepi

Dinding tepi didesain untuk menjaga bantaran sungai antara *main* dam dan sub dam dari erosi dan kegagalan kemiringan tebing akibat pergerakan air. Posisi dinding tepi berada pada elevasi yang sama atau lebih tinggi dari elevasi spillway.

Tinggi dinding tepi direncanakan sejajar dengan tinggi sayap sub dam, yaitu pada elevasi +682.612 . Ketinggian tersebut dihitung mulai dari permukaan lantai hingga mercu pelimpah.

5.3 Perencanaan Sub Dam

Standard perencanaan dimensi tubuh sub dam disesuaikan dengan main dam.

5.3.1 Lebar Pelimpah

Lebar pelimpah sub dam dipakai sama dengan lebar pelimpah main dam, yaitu :

$$b_1 = 101 \text{ m}$$

$$b_2 = 103 \text{ m}$$

5.3.2 Tinggi *Overlapping* Sub Dam

Perhitungan tinggi *overlapping* sub dam menggunakan rumus (2-66) sebagai berikut.

$$d = \frac{1}{4} x H_{eff}$$

$$d = \frac{1}{4} x 10.5$$

$$d = 2.625 \text{ m} \approx 2.7 \text{ m}$$

5.3.3 Kecepatan Air di Atas Mercu Sub Dam

Kecepatan air di atas mercu sub dam dihitung dengan rumus :

$$Q = A.V$$

Parameter yang harus dicari terlebih dahulu antara lain:

$$- \quad h' = h_j - d$$

Diketahui :

$$h_j = 3.428 \text{ m}$$

$$d = 2.625 \text{ m}$$

$$h' = h_j - d$$

$$h' = 3.428 - 2.625$$

$$h' = 0.73 \text{ m}$$

$$- \quad A = \frac{1}{2} (b_1 + b_2) . h'$$

Diketahui :

$$b_1 = 101 \text{ m}$$

$$b_2 = 103 \text{ m}$$

$$A = \frac{1}{2}(101 + 103) \times 0.73$$

$$A = 74.245 \text{ m}^2$$

Sehingga :

$$Q = A \cdot V$$

$$V = \frac{Q}{A}$$

$$V = \frac{406.902}{74.245}$$

$$V = 5.480 \text{ m/dt}$$

5.3.4 Kedalaman *Scouring*

Kedalaman scouring dihitung berdasarkan scouring yang akan terjadi dengan persamaan (2-70) :

$$T = \frac{0,663}{D_m^{0,2}} (q \cdot V_0 - 0,00224 \cdot d_m^{1,63})^{0,43}$$

Diketahui :

Kecepatan aliran di atas pelimpah sub dam (V_0) = 3.373 m/dt

Debit per satuan lebar (q_0) = 3.783 m³/dt/m

Diameter rata-rata material (d_m) = 0.9 mm

Sehingga :

$$T = \frac{0,663}{D_m^{0,2}} (q_0 \cdot V_0 - 0,00224 \cdot d_m^{1,63})^{0,43}$$

$$T = \frac{0,663}{0,9^{0,2}} (3.989 \times 5.480 - 0,00224 \cdot 0.9^{1,63})^{0,43}$$

$$T = 2.551 \text{ m} \approx 2.6 \text{ m.}$$

5.3.5 Tinggi Sub Dam

Tinggi sub dam dihitung berdasarkan persamaan (2-71) sebagai berikut :

$$H_2 = d + T$$

$$H_2 = 2.7 + 2.6$$

$$H_2 = 5.3 \text{ m}$$

5.3.6 Tebal Mercu Pelimpah Sub Dam

Tebal mercu pelimpah sub dam direncanakan sama dengan tebal mercu main dam yaitu sebesar $b_2 = 6$ m.

5.3.7 Kemiringan Tubuh Sub Dam

Kemiringan tubuh sub dam direncanakan sama dengan kemiringan main dam yaitu :

- Kemiringan hilir (n) = 0.6
- Kemiringan hulu (m) = 0 (direncanakan tegak lurus)

5.3.8 Tinggi Air di Hilir Sub Dam

Tinggi air di hilir sub dam telah diperoleh melalui persamaan berikut.

$$Q = A \cdot V$$

$$V = \frac{1}{n} R^{\frac{2}{3}} i^{\frac{1}{2}}$$

$$A = (b + m \cdot h)h$$

$$P = b + 2h\sqrt{1 + m^2}$$

Dimana :

Lebar pelimpah (b) = 101 m

Kemiringan sungai (i) = 0.085

Koefisien manning (n) = 0.025

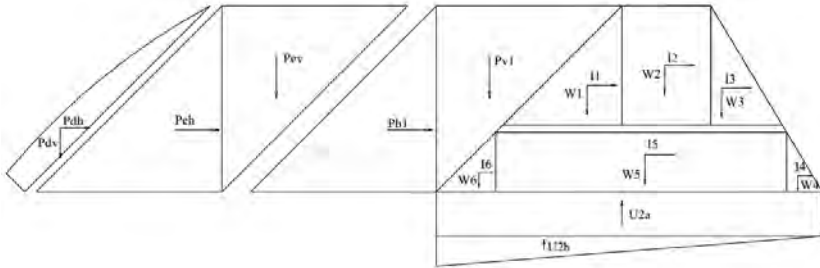
Kemiringan pelimpah (m) = 1

Dengan cara coba-coba, diperoleh tinggi air di hilir sub dam (h) = 0.511 m

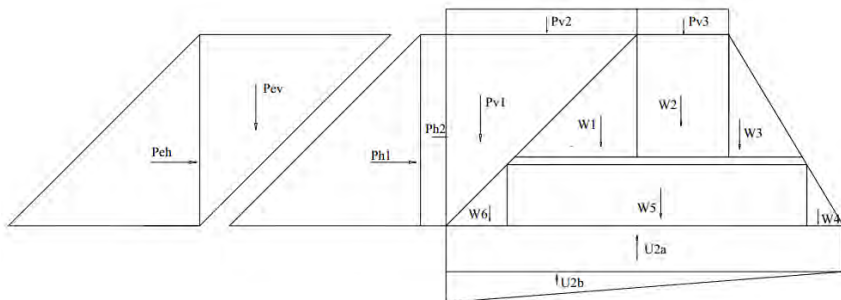
5.4 Kontrol Kestabilan

Kontrol kestabilan pelimpah pada perencanaan sabo dam ini meninjau gaya-gaya yang bekerja dalam 2 kondisi yaitu pada kondisi normal (muka air sama dengan tinggi pelimpah) dan pada kondisi banjir. Kontrol kestabilan pelimpah dilakukan pada uji guling, geser, retak, daya dukung tanah dan kontrol stabilitas lantai apron, diasumsikan pada kondisi paling kritis yaitu pada

saat tampungan penuh. Sehingga tidak ada aliran yang mengalir melalui lubang drainase. Gambar 5.3 dan 5.4 merupakan penggambaran gaya-gaya yang bekerja pada sabo dam.



Gambar 5.3 Gaya yang Bekerja saat Muka Air Normal



Gambar 5.4 Gaya yang Bekerja saat Muka Air Banjir

5.4.1 Gaya – gaya yang Bekerja pada Pelimpah

Gaya-gaya yang bekerja pada pelimpah dihitung berdasarkan 2 kondisi yaitu pada kondisi normal (muka air sama dengan tinggi pelimpah) dan muka air banjir.

1. Gaya Akibat Tekanan Air Statis
 - a. Pada kondisi air setinggi mercu

$$- Pv1 = \frac{1}{2} x \gamma_w x m x H^2$$

$$Pv1 = \frac{1}{2} x 1.2 x 1 x 12.5^2$$

$$Pv1 = 93.75 \text{ t/m}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad Ph1 &= \frac{1}{2} x \gamma_w x H^2 \\
 Ph1 &= \frac{1}{2} x 1.2 x 12.5^2 \\
 Ph1 &= 93.75 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

Dimana :

Berat jenis air (γ_w) = 1.2 t/m³

Kemiringan tubuh bagian hulu (m) = 1

Tinggi dam (H) = 12.5 m

b. Pada kondisi muka air banjir

$$\begin{aligned}
 - \quad Pv1 &= \frac{1}{2} x \gamma_w x m x H^2 \\
 Pv1 &= \frac{1}{2} x 1.2 x 1 x 12.5^2 \\
 Pv1 &= 93.75 \text{ t/m} \\
 - \quad Pv2 &= \gamma_w x m x h_3 x H \\
 Pv2 &= 1.2 x 1 x 1.768 x 12.5 \\
 Pv2 &= 13 \text{ t/m} \\
 - \quad Pv3 &= \gamma_w x B x H \\
 Pv3 &= 1.2 x 6 x 12.5 \\
 Pv3 &= 11.978 \text{ t/m} \\
 - \quad Ph1 &= \frac{1}{2} x \gamma_w x H^2 \\
 Ph1 &= \frac{1}{2} x 1.2 x 12.5^2 \\
 Ph1 &= 93.75 \text{ t/m} \\
 - \quad Ph2 &= \gamma_w x h_3 x H \\
 Ph2 &= 1.2 x 1.768 x 12.5 \\
 Ph2 &= 26.517 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

Dimana :

Berat jenis air (γ_w) = 1.2 t/m³

Kemiringan tubuh bagian hulu (m) = 1

Tinggi dam (H) = 12.5 m

Tinggi muka air di mercu dam (h_3) = 1.768 m

2. Gaya Akibat Berat Sendiri

$$\begin{aligned}
 - \quad W1 &= \frac{1}{2} x \gamma_{beton} x m x H_1^2 \\
 W1 &= \frac{1}{2} x 2.40 x 1 x 8^2 \\
 W1 &= 76.8 \text{ t/m} \\
 - \quad W2 &= \gamma_{beton} x B x H_2 \\
 W2 &= 2.4 x 6 x 8 \\
 W2 &= 115.2 \text{ t/m} \\
 - \quad W3 &= \frac{1}{2} x \gamma_{beton} x n x H_3^2 \\
 W3 &= \frac{1}{2} x 2.4 x 0.6 x 8^2 \\
 W3 &= 46.08 \text{ t/m} \\
 - \quad W4 &= \frac{1}{2} x \gamma_{beton} x m x H_4^2 \\
 W4 &= \frac{1}{2} x 2.40 x 1 x 4^2 \\
 W4 &= 19.2 \text{ t/m} \\
 - \quad W5 &= \gamma_{beton} x B x H_5 \\
 W5 &= 2.4 x 19.6 x 4 \\
 W5 &= 188.16 \text{ t/m} \\
 - \quad W6 &= \frac{1}{2} x \gamma_{beton} x n x H_6^2 \\
 W6 &= \frac{1}{2} x 2.4 x 0.6 x 4^2 \\
 W6 &= 11.52 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

Dimana :

Berat jenis beton (γ_{beton}) = 2.4 t/m³

Kemiringan bagian hulu (m) = 1

Kemiringan bagian hilir (n) = 0.6

3. Gaya Akibat Sedimen Pressure

$$\begin{aligned}
 - \quad Pev &= \frac{1}{2} x \gamma_d x m x H_e^2 \\
 Pev &= \frac{1}{2} x 2.538 x 1 x 12.5^2 \\
 Pev &= 198.28 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 - \quad Peh &= \frac{1}{2} x Cex \gamma_d x He^2 \\
 Peh &= \frac{1}{2} x 0.3 x 2.538 x 12.5^2 \\
 Peh &= 59.48 \text{ t/m}
 \end{aligned}$$

Dimana :

Berat jenis aliran debris (γ_d) = 2.538 t/m³

Kemiringan bagian hulu (m) = 1

Tinggi endapan sedimen (He) = 12.5 m

Koefisien tekanan sedimen (Ce) = 0.3

4. Gaya Akibat Gaya Angkat (*Uplift*)

- Panjang jalur rembesan arah vertikal (L_v)
 $L_v = 2+0+0.5+0+2.6+0 = 5.1 \text{ m}$
- Panjang jalur rembesan arah horizontal (L_h)
 $L_h = 2+26+0+13.8+0+9.18 = 50.98 \text{ m}$
- Panjang creep line total (L_t)
 $L_t = 5.1 + (1/3) \times 50.98$
 $L_t = 22.0933 \text{ m}$

Gaya tekan ke atas (*uplift pressure*) dihitung dengan menggunakan rumus :

$$Ux = Hx - \frac{Lx}{Lt} \times \Delta H$$

a. Pada Kondisi Air Setinggi Mercuri

Cek panjang creep line

$$L_t > \Delta H \cdot C$$

$$22.0933 > 10.5 \times 1.8$$

$$22.0933 > 18.9 \text{ (OK)}$$

Dimana :

Beda elevasi muka air (ΔH) = 10.5 m

Koefisien rembesan (C) = 1.8

Tabel 5.2 Perhitungan Gaya Uplift Titik Saat Muka Air Normal

No titik	ΔH	Panjang Rembesan				ΣL	$L_t * \Delta H$	H_x	U_x
		LV	LH	1/3 LH	Lt		ΣL		
0	10.50	0	0	0	0	22.093	0	10.50	10.50
1	10.50	2	2	0.66667	2.66667	22.093	1.267351	12.50	11.23
2	10.50	2	28	9.333	11.333	22.093	5.38624	12.50	7.11

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 5.3 Perhitungan Gaya Uplift Bidang Vertikal dan Horizontal Saat Muka Air Normal

Bidang	Titik		Lebar	U_x	x	M_x	Ket
0-1	10.50	11.23	2	21.73265	1	21.73265	H1
1-2	11.23	7.11	26	238.5033	13	3100.543	V1

(Sumber : Perhitungan)

b. Pada Kondisi Muka Air Banjir

Cek panjang creep line

$$L_t > \Delta H \cdot C$$

$$22.0933 > 12.27 \times 1.8$$

$$22.0933 > 22.082 \text{ (OK)}$$

Dimana :

Beda elevasi muka air (ΔH) = 12.27 m

Koefisien rembesan (C) = 1.8

Tabel 5.4 Perhitungan Gaya Uplift Titik Saat Muka Air Banjir

No titik	ΔH	Panjang Rembesan				ΣL	$L_t * \Delta H$	H_x	U_x
		LV	LH	1/3 LH	Lt		ΣL		
0	12.27	0	0	0	0	22.09	0	12.27	12.27
1	12.27	2	2	0.66667	2.667	22.09	1.480723	14.27	12.79
2	12.27	2	28	9.33333	11.33	22.09	6.293074	14.27	7.97

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 5.5 Perhitungan Gaya Uplift Bidang Vertikal dan Horizontal Saat Muka Air Banjir

Bidang	Titik		Lebar	U_x	x	M_x	Ket
0-1	12.27	12.79	2	25.055	1	25.05486	H1
1-2	12.79	7.97	26	269.9	13	3508.742	V1

(Sumber : Perhitungan)

5. Gaya Akibat Gempa

$$- I_1 = K \times W_1$$

$$I_1 = 0.12 \times 76.8$$

- $I1 = 9.216 \text{ t/m}$
- $I2 = K \times W2$
 $I2 = 0.12 \times 115.2$
 $I2 = 12.824 \text{ t/m}$
- $I3 = K \times W3$
 $I3 = 0.12 \times 46.08$
 $I3 = 5.5296 \text{ t/m}$
- $I4 = K \times W1$
 $I4 = 0.12 \times 19.2$
 $I4 = 2.304 \text{ t/m}$
- $I5 = K \times W2$
 $I5 = 0.12 \times 188.16$
 $I5 = 22.5792 \text{ t/m}$
- $I6 = K \times W3$
 $I6 = 0.12 \times 11.52$
 $I6 = 1.3824 \text{ t/m}$

Dimana :

Koefisien seismik (K) = 0.12

6. Gaya Akibat Tekanan Air Dinamis

$$- Pdv = \eta x Cx Kx W1$$

$$C = \frac{Cm}{2} x \left(\frac{hx}{h0} x \left(2 - \frac{hx}{h0} \right) + \sqrt{\frac{hx}{h0} x \left(2 - \frac{hx}{h0} \right)} \right)$$

$$C = \frac{0.425}{2} x \left(\frac{10.5}{12.5} x \left(2 - \frac{10.5}{12.5} \right) + \sqrt{\frac{10.5}{13.5} x \left(2 - \frac{10.5}{12.5} \right)} \right)$$

$$C = 0.399$$

$$Pdv = 0.87 x 0.399 x 0.12 x 187.5$$

$$Pdv = 3.202 \text{ t/m}$$

$$- Pdh = \frac{1}{2} x \eta x Cx Kx \gamma_{beton} x H_1^2$$

$$Pdh = \frac{1}{2} x 0.87 x 0.399 x 0.12 x 2.4 x 8^2$$

$$Pdh = 3.202 \text{ t/m}$$

Dimana :

Koefisien η diperoleh dari grafik (lampiran) = 0.87

Koefisien λ diperoleh dari grafik (gambar 5.3) = 0.404

Nilai partikular dari C (Cm) diperoleh dari grafik (gambar 5.4) = 0.425

Koefisien seismik (K) = 0.12

Kedalaman air dari permukaan hingga titik x (h_x) = 10.5 m

Kedalaman air dari permukaan hingga pondasi (h_0) = 12.5 m

Berat jenis beton (γ_{beton}) = 2.4 t/m³

5.4.2 Kontrol Terhadap Guling

Kontrol terhadap guling dilakukan pada dua kondisi yaitu kondisi muka air normal dan kondisi muka air banjir. Titik acuan pada bangunan pelimpah direncanakan pada titik 2 dan dicari momen yang menyebabkan guling dan momen yang menahannya.

1. Kondisi Muka Air Normal

Perhitungan gaya yang bekerja pada titik 2 dapat dilihat pada tabel 5.6.

Tabel 5.6 Perhitungan Momen Kontrol Guling Muka Air Normal

Gaya	ya Gaya t/m'	Jarak Terhadap Titik Guling	Momen Guling t.m/m'	Momen Penaha t.m/m'
Pv1	93.75	21.83		2046.88
Ph1	93.75	4.17	390.625	
W1	76.8	9.83		755.2
W2	115.2	10.50		1209.6
W3	46.08	20.10		926.208
W4	19.2	2.67		51.2
W5	188.16	13.80		2596.61
W6	11.52	24.40		281.088
Pev	198.28	21.83		4329.14
Peh	59.48	4.17	247.85	
V1	238.50	13.00	3100.54	
I1	9.216	7.17	66.048	
I2	13.824	8.50	117.504	
I3	5.5296	6.10	33.73056	
I4	2.304	1.33	3.072	
I5	22.579	2.00	45.1584	
I6	1.3824	0.80	1.10592	
Pdv	3.20	4.88		15.608
Pdh	3.20	4.88	15.61	
Jumlah			4021.25	12211.5

(Sumber : Perhitungan)

Angka keamanan (SF) = 1.2

$$\frac{\text{Momen penahan}}{\text{Momen guling}} \geq SF$$

$$\frac{12211.5}{4021.25} \geq 1.2$$

$$3.04 \geq 1.2 \text{ (OK)}$$

2. Kondisi Muka Air Banjir

Perhitungan gaya yang bekerja pada titik 2 dapat dilihat pada tabel 5.7.

Tabel 5.7 Perhitungan Momen Kontrol Guling Muka Air Banjir

Gaya	Besarnya Gaya t/m'	Jarak Terhadap Titik Guling	Momen Guling t.m/m'	Momen Penahan t.m/m'
Pv1	93.75	21.83		2046.875
Pv2	13.00	19.75		256.75
Pv3	12.73	10.5		133.6451
Ph1	93.75	4.17	390.625	
Ph2	26.52	6.25	165.73	
W1	76.8	9.83		755.2
W2	115.2	10.50		1209.6
W3	46.08	20.10		926.208
W4	19.2	2.67		51.2
W5	188.16	13.80		2596.608
W6	11.52	24.40		281.088
Pev	198.281	21.83		4329.141
Peh	59.4844	4.17	247.85	
V1	269.903	13.00	3508.74	
Jumlah			4312.95	12586.31

(Sumber : Perhitungan)

Angka keamanan (SF) = 1.2

$$\frac{\text{Momen penahan}}{\text{Momen guling}} \geq SF$$

$$\frac{12586.31}{4312.95} \geq 1.2$$

$$2.92 \geq 1.2 \text{ (OK)}$$

5.4.3 Kontrol Terhadap Geser

Kontrol stabilitas terhadap geser (*sliding*) ditinjau pada dua kondisi yaitu pada kondisi muka air normal dan pada kondisi muka air banjir.

1. Kondisi Muka Air Normal

Tabel 5.8 Perhitungan Penjumlahan Gaya yang Bekerja pada Kondisi Muka Air Normal

Gaya Horizontal		Gaya Vertikal		Gaya Uplift	
Ph1	93.75	Pv1	93.75	V1	238.50
Peh	59.48	W1	76.8	ΣU	238.50
I1	9.22	W2	115.2		
I2	13.82	W3	46.08		
I3	5.53	W4	19.2		
I4	2.30	W5	188.16		
I5	22.58	W6	11.52		
I6	1.38	Pev	198.28125		
Pdh	3.20	Pdv	3.201638711		
ΣH	211.3	ΣV	752.192889		

(Sumber : Perhitungan)

Angka keamanan (SF) = 1.2

$$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \cdot f}{\Sigma H} \geq 1.2$$

$$\frac{(752.193 - 238.50) \times 0.60}{211.3} \geq 1.2$$

$$1.46 \geq 1.2 \text{ (OK)}$$

2. Kondisi Muka Air Banjir

Tabel 5.9 Perhitungan Penjumlahan Gaya yang Bekerja pada Kondisi Muka Air Banjir

Gaya Horizontal		Gaya Vertikal		Gaya Uplift	
Ph1	93.75	Pv1	93.75	V1	269.9032
Ph2	26.5169	Pv2	13.00	ΣU	269.90
Peh	59.48	Pv3	12.73		
ΣH	179.75	W1	76.8		
		W2	115.2		
		W3	46.08		
		W4	19.2		
		W5	188.16		
		W6	11.52		
		Pev	198.28		
		ΣV	774.72		

(Sumber : Perhitungan)

Angka keamanan (SF) = 1.2

$$\frac{(\Sigma V - \Sigma U) \cdot f}{\Sigma H} \geq 1.2$$

$$\frac{(774.72 - 269.90) \times 0.60}{179.75} \geq 1.2$$

$$1.69 \geq 1.2 \text{ (OK)}$$

5.4.4 Kontrol Terhadap Daya Dukung Tanah

Kontrol terhadap daya dukung tanah dilakukan pada dua kondisi yaitu pada kondisi muka air normal dan kondisi muka air banjir. Daya dukung dapat dihitung dengan rumus :

$$\text{Jika } e < B/6 \rightarrow \sigma_{12} = \frac{\Sigma V}{B \times L} \times \left(1 \pm \frac{6xe}{B}\right)$$

$$\text{Jika } e < B/3 \rightarrow \sigma_{\max} = \frac{2V}{L \times 3 \left(\frac{B}{2} - e\right)}$$

Dimana :

e = eksentrisitas

ΣV = jumlah gaya vertikal total (ton/m')

B = lebar dasar pondasi = 26 m

L = panjang pelimpah = 1 m'

Diketahui daya dukung tanah sebesar 40 t/m²

1. Kondisi Muka Air Normal

$$\Sigma M = 12211.5 - 4021.25 = 8190.25$$

$$\Sigma V = 752.193 - 238.50 = 513.698$$

$$e = \left| \frac{\Sigma M}{\Sigma V} - \frac{B}{2} \right| = \left| \frac{8190.25}{513.698} - \frac{26}{2} \right| = 2.94 < \frac{26}{6} = 4.33 \text{ (OK)}$$

Maka :

$$\sigma_{12} = \frac{\Sigma V}{B \times L} \times \left(1 \pm \frac{6xe}{B} \right)$$

$$- \sigma_1 = \frac{\Sigma V}{B \times L} \times \left(1 + \frac{6xe}{B} \right) < \sigma_{ijin}$$

$$\sigma_1 = \frac{513.698}{26 \times 1} \times \left(1 + \frac{6 \times 2.94}{26} \right) < \sigma_{ijin}$$

$$\sigma_1 = 33.18 < 40 \quad \text{(OK)}$$

$$- \sigma_2 = \frac{\Sigma V}{B \times L} \times \left(1 - \frac{6xe}{B} \right) > 0$$

$$\sigma_2 = \frac{513.698}{26 \times 1} \times \left(1 - \frac{6 \times 2.94}{26} \right) > 0$$

$$\sigma_2 = 6.33 > 0 \quad \text{(OK)}$$

2. Kondisi Muka Air Banjir

$$\Sigma M = 12586.31 - 4312.95 = 8273.36$$

$$\Sigma V = 774.72 - 269.90 = 504.82$$

$$e = \left| \frac{\Sigma M}{\Sigma V} - \frac{B}{2} \right| = \left| \frac{8273.36}{504.82} - \frac{26}{2} \right| = 3.39 < \frac{26}{3} = 8.67$$

Maka :

$$\sigma_{max} = \frac{2V}{L \times 3 \left(\frac{B}{2} - e \right)} < \sigma_{ijin}$$

$$\sigma_{max} = \frac{2 \times 504.82}{1 \times 3 \left(\frac{26}{2} - 3.39 \right)} < \sigma_{ijin}$$

$$\sigma_{max} = 35.02 < 40 \quad \text{(OK)}$$

5.4.5 Titik Berat Main Dam

Untuk perhitungan titik berat konstruksi dilakukan dengan membagi konstruksi menjadi beberapa bagian agar mempermudah dalam melakukan perhitungan. Dalam

perhitungan ini digunakan titik 2 sebagai titik acuan dalam perhitungan. Hasil perhitungan titik berat konstruksi dapat dilihat pada tabel 5.10 berikut.

Tabel 5.10 Perhitungan Titik Berat Pelimpah

Gaya	Besarnya Gaya	Jarak hor ke titik o	Momen	Jarak ver ke titik o	Momen
	t/m'				
W1	76.8	9.83	755.2	7.17	550.4
W2	115.2	10.5	1209.6	8.5	979.2
W3	46.08	20.10	926.208	6.10	281.088
W4	19.2	2.67	51.2	1.33	25.6
W5	188.16	13.80	2596.608	2.00	376.32
W6	11.52	24.40	281.088	0.80	9.216
Jumlah	456.96		5819.904		2221.82

(Sumber : Perhitungan)

Maka :

$$h = \frac{5819.904}{456.96} = 12.7 \text{ m}$$

$$v = \frac{2221.82}{456.96} = 4.9 \text{ m}$$

Jadi letak koordinat titik berat bangunan pelimpah ini adalah berjarak 12.7 m disebelah kiri dari titik 2 dan berjarak 4.9 m keatas dari titik 2.

5.4.6 Kontrol Peredam Energi

Kontrol daya dukung peredam energi ditinjau dibeberapa titik yang dianggap mewakili untuk mengetahui ketebalan lantai pada peredam energi tersebut mampu atau tidak menahan gaya uplift yang terjadi dari tanah. Kontrol dilakukan dengan dua kondisi yaitu pada saat muka air normal dan pada saat muka air banjir. Rumus yang biasa digunakan adalah sebagai berikut:

$$dx \geq S \frac{Px - Wx}{\gamma}$$

Dimana :

- dx = tebal lantai pada titik x (m)
 S = factor keamanan = 1.25
 Px = gaya angkat pada titik x (t/m^2)
 Wx = kedalaman air pada titik x (m)
 γ = berat jenis beton ($2.4 t/m^2$)

1. Kondisi Muka Air Normal

Terlebih dahulu dilakukan perhitungan gaya uplift (tabel 5.2-5.5) pada titik tinjau di bangunan apron. Kemudian dilakukan pengecekan ketebalan lantai dengan rumus diatas. Hasil perhitungan kontrol ketebalan untuk kondisi muka air normal dapat dilihat pada tabel 5.11 dan 5.12. Berdasarkan tabel tersebut, dapat dilihat bahwa keseluruhan harga $dx > S(Px-Wx)/\gamma$, hal ini meunjukkan bahwa tebal lantai telah memenuhi persyaratan.

Tabel 5.11 Perhitungan Gaya Uplift Titik Peredam Energi

No titik	ΔH	Panjang Rembesan				ΣL	$Lt * \Delta H$	Hx	Ux
		LV	LH	1/3 LH	Lt		ΣL		
0	10.5	0	0	0	0	22.093	0	10.5	10.5
1	10.5	2	2	0.667	2.667	22.093	1.267	12.5	11.233
2	10.5	2	28	9.333	11.333	22.093	5.386	12.5	7.114
3	10.5	10.5	0	0.000	10.500	22.093	4.990	10.5	5.510
4	10.5	10.5	13.8	4.600	15.100	22.093	7.176	10.5	3.324
5	10.5	13.1	13.8	4.600	17.700	22.093	8.412	13.1	4.688
6	10.5	13.1	22.98	7.660	20.760	22.093	9.866	13.1	3.234

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 5.12 Perhitungan Tebal Lantai Pada Titik Bangunan Peredam Energi

Titik	Px	Wx	$S(Px-Wx)/\gamma$	dx	Ket
3	5.510	0	2.755	3.5	OK
4	3.324	0	1.662	3.5	OK
5	4.688	0	2.344	6.1	OK
6	3.234	0	1.617	6.1	OK

(Sumber : Perhitungan)

2. Kondisi Muka Air Banjir

Terlebih dahulu dilakukan perhitungan gaya uplift (tabel 5.2-5.5) pada titik tinjau di bangunan apron. Kemudian dilakukan pengecekan ketebalan lantai dengan rumus diatas. Hasil perhitungan kontrol ketebalan untuk kondisi muka air normal dapat dilihat pada tabel 5.13 dan 5.14 Berdasarkan tabel tersebut, dapat dilihat bahwa keseluruhan harga $dx > S(Px-Wx)/\gamma$, hal ini meunjukkan bahwa tebal lantai telah memenuhi persyaratan.

Tabel 5.13 Perhitungan Gaya Uplift Titik Peredam Energi

No titik	ΔH	Panjang Rembesan				ΣL	$Lt * \Delta$	H_x	U_x
		LV	LH	1/3 LH	Lt		ΣL		
0	12.268	0	0	0	0	22.09	0	12.27	12.268
1	12.268	2	2	0.667	2.667	22.09	1.481	14.268	12.787
2	12.268	2	28	9.333	11.333	22.09	6.293	14.268	7.975
3	12.268	2.5	28	9.333	11.833	22.09	6.571	13.768	7.197
4	12.268	0	41.8	13.933	13.933	22.09	7.737	13.768	6.031
5	12.268	2.6	41.8	13.933	16.533	22.09	9.18	16.368	7.187
6	12.268	0	50.98	16.993	16.993	22.09	9.436	16.368	6.932

(Sumber : Perhitungan)

Tabel 5.14 Perhitungan Tebal Lantai Pada Titik Bangunan Peredam Energi

Titik	P_x	W_x	$(P_x - W_x)$	dx	Ket
3	7.197	0.257	3.470	3.5	OK
4	6.031	0.257	2.887	3.5	OK
5	7.187	0.257	3.465	6.1	OK
6	6.932	0.257	3.337	6.1	OK

(Sumber : Perhitungan)

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

LAMPIRAN

Data Tanah

133

“Halaman ini sengaja dikosongkan”

LAMPIRAN 2 GRAFIK YANG DIGUNAKAN

Tabel 1. Nilai k Distribusi Pearson Tipe III dan Log Pearson Tipe III

Kemencengan (CS)	Periode Ulang (tahun)							
	2	5	10	25	50	100	200	1000
	Peluang (%)							
	50	20	10	4	2	1	0,5	0,1
3,0	-0,360	0,420	1,180	2,278	3,152	4,051	4,970	7,250
2,5	-0,360	0,518	1,250	2,262	3,048	3,845	4,652	6,600
2,2	-0,330	0,574	1,284	2,240	2,970	3,705	4,444	6,200
2,0	-0,307	0,609	1,302	2,219	2,912	3,605	4,298	5,910
1,8	-0,282	0,643	1,318	2,193	2,848	3,499	4,147	5,660
1,6	-0,254	0,675	1,329	2,163	2,780	3,388	3,990	5,390
1,4	-0,225	0,705	1,337	2,128	2,706	3,271	3,828	5,110
1,2	-0,195	0,732	1,340	2,087	2,626	3,149	3,661	4,820
1,0	-0,164	0,758	1,340	2,043	2,542	3,022	3,489	4,540
0,9	-0,148	0,769	1,339	2,018	2,498	2,957	3,401	4,395
0,8	-0,132	0,780	1,336	1,998	2,453	2,891	3,312	4,250
0,7	-0,116	0,790	1,333	1,967	2,407	2,824	3,223	4,105
0,6	-0,099	0,800	1,328	1,939	2,359	2,755	3,132	3,960
0,5	-0,083	0,808	1,323	1,910	2,311	2,686	3,041	3,815
0,4	-0,066	0,816	1,317	1,880	2,261	2,615	2,949	3,670
0,3	-0,050	0,824	1,309	1,849	2,211	2,544	2,856	3,525
0,2	-0,033	0,830	1,301	1,818	2,159	2,472	2,763	3,380
0,1	-0,017	0,836	1,292	1,785	2,107	2,400	2,670	3,235
0,0	0,000	0,842	1,282	1,751	2,054	2,326	2,576	3,090
-0,1	0,017	0,836	1,270	1,761	2,000	2,252	2,482	3,950
-0,2	0,033	0,850	1,258	1,680	1,945	2,178	2,388	2,810
-0,3	0,050	0,853	1,245	1,643	1,890	2,104	2,294	2,675
-0,4	0,066	0,855	1,231	1,606	1,834	2,029	2,201	2,540
-0,5	0,083	0,856	1,216	1,567	1,777	1,955	2,108	2,400
-0,6	0,099	0,857	1,200	1,528	1,720	1,880	2,016	2,275
-0,7	0,116	0,857	1,183	1,488	1,663	1,806	1,926	2,150
-0,8	0,132	0,856	1,166	1,448	1,606	1,733	1,837	2,035
-0,9	0,148	0,854	1,147	1,407	1,549	1,660	1,749	1,910
-1,0	0,164	0,852	1,128	1,366	1,492	1,588	1,664	1,800
-1,2	0,195	0,844	1,086	1,282	1,379	1,449	1,501	1,625
-1,4	0,225	0,832	1,041	1,198	1,270	1,318	1,351	1,465
-1,6	0,254	0,817	0,994	1,116	1,166	1,197	1,216	1,280
-1,8	0,282	0,799	0,945	1,035	1,069	1,087	1,097	1,130
-2,0	0,307	0,777	0,895	0,959	0,980	0,990	1,995	1,000
-2,2	0,330	0,752	0,844	0,888	0,900	0,905	0,907	0,910
-2,5	0,360	0,711	0,771	0,793	0,798	0,799	0,800	0,802
-3,0	0,396	0,636	0,660	0,666	0,666	0,667	0,667	0,668

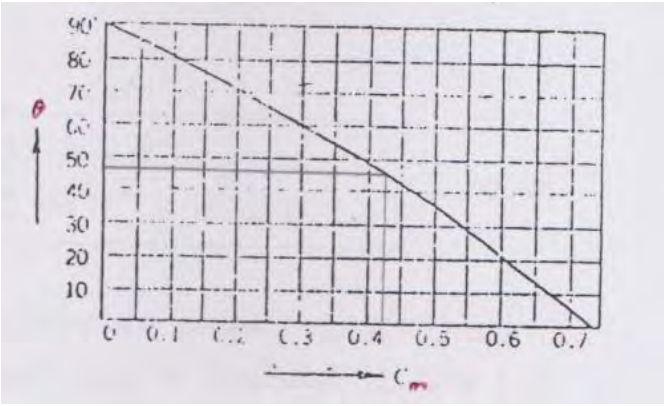
Tabel 2. Nilai Kritis untuk Distribusi Chi Kuadrat

dk	α derajat kepercayaan							
	0,995	0,99	0,975	0,95	0,05	0,025	0,01	0,005
1	0,0000393	0,000157	0,000982	0,00393	3,841	5,024	6,635	7,879
2	0,0100	0,0201	0,0506	0,103	5,991	7,378	9,210	10,597
3	0,0717	0,115	0,216	0,352	7,815	9,348	11,345	12,838
4	0,207	0,297	0,484	0,711	9,488	11,143	13,277	14,860
5	0,412	0,554	0,831	1,145	11,070	12,832	15,086	16,750
6	0,676	0,872	1,237	1,635	12,592	14,449	16,812	18,548
7	0,989	1,239	1,690	2,167	14,067	16,013	18,475	20,278
8	1,344	1,646	2,180	2,733	15,507	17,535	20,090	21,955
9	1,735	2,088	2,700	3,325	16,919	19,023	21,666	23,589
10	2,156	2,558	3,247	3,940	18,307	20,483	23,209	25,188
11	2,603	3,053	3,816	4,575	19,675	21,920	24,725	26,757
12	3,074	3,571	4,404	5,226	21,026	23,337	26,217	28,300
13	3,565	4,107	5,009	5,892	22,362	24,736	27,688	29,819
14	4,075	4,660	5,629	6,571	23,685	26,119	29,141	31,319
15	4,601	5,229	6,262	7,261	24,996	27,488	30,578	32,801
16	5,142	5,812	6,908	7,962	26,296	28,845	32,000	34,267
17	5,697	6,408	7,564	8,672	27,587	30,191	33,409	35,718
18	6,265	7,015	8,231	9,390	28,869	31,526	34,805	37,156
19	6,844	7,633	8,907	10,117	30,144	32,852	36,191	38,582
20	7,434	8,260	9,591	10,851	31,410	34,170	37,566	39,997
21	8,034	8,897	10,283	11,591	32,671	35,479	38,932	41,401
22	8,643	9,542	10,982	12,338	33,924	36,781	40,289	42,796
23	9,260	10,196	11,689	13,091	35,172	38,076	41,638	44,181
24	9,886	10,856	12,401	13,848	36,415	39,364	42,980	45,558
25	10,520	11,524	13,120	14,611	37,652	40,646	44,314	46,928
26	11,160	12,198	13,844	15,379	38,885	41,923	45,642	48,290
27	11,808	12,879	14,573	16,151	40,113	43,194	46,963	49,645
28	12,461	13,565	15,308	16,928	41,337	44,461	48,278	50,993
29	13,121	14,256	16,047	17,708	42,557	45,722	49,588	52,336
30	13,787	14,953	16,791	18,493	43,773	46,979	50,892	53,672

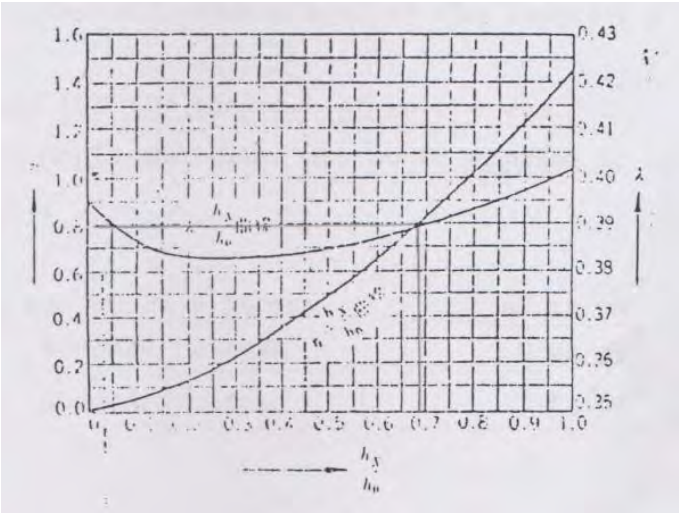
Sumber : Bonnier, 1980

Tabel 3. Wilayah Luas Dibawah Kurva Normal

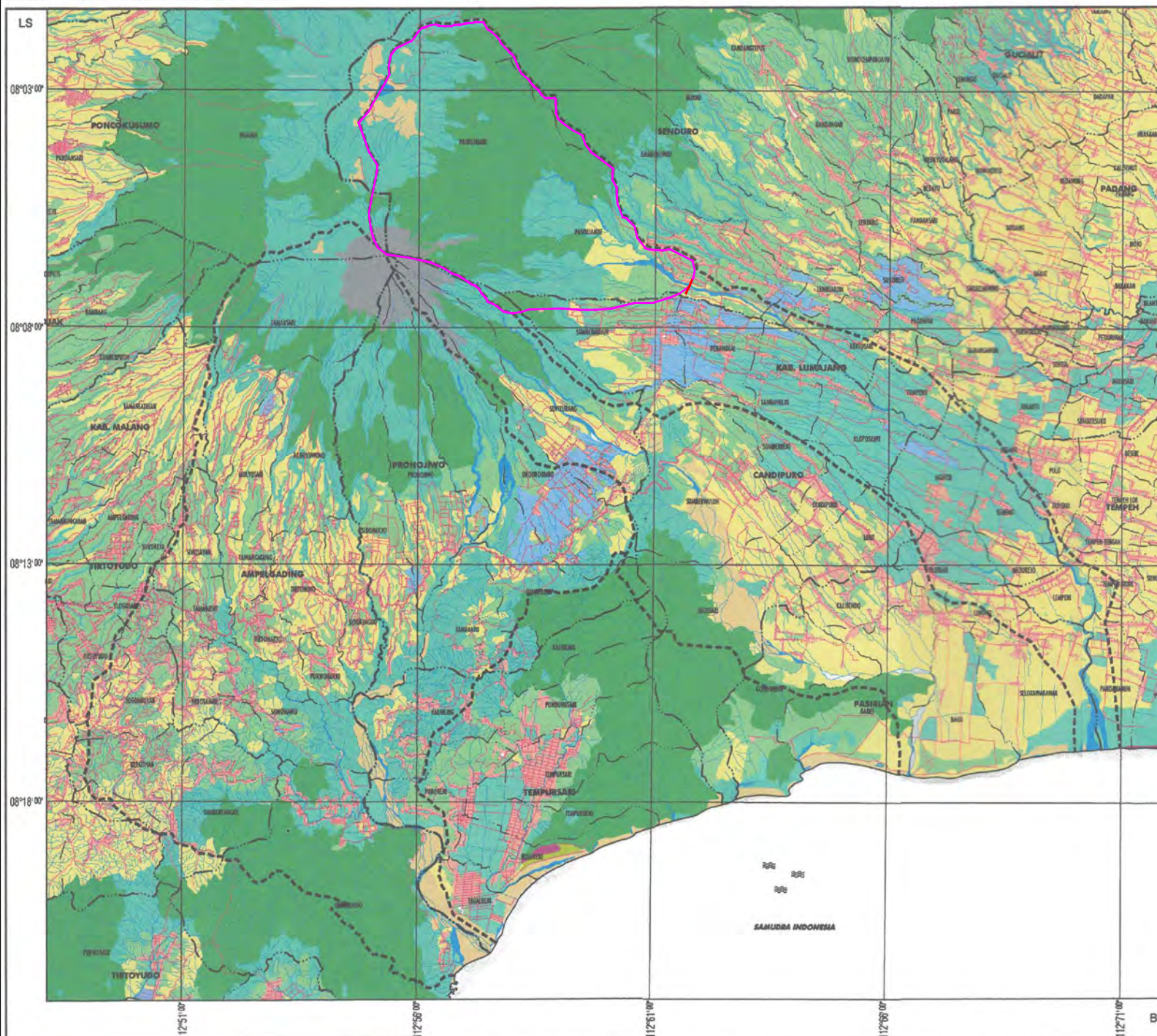
i	0	0.01	0.02	0.03	0.04	0.05	0.06	0.07	0.08	0.09
-3.4	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0003	0.0002
-3.3	0.0005	0.0005	0.0005	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0004	0.0003
-3.2	0.0007	0.0007	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0006	0.0005	0.0005	0.0005
-3.1	0.0010	0.0009	0.0009	0.0009	0.0008	0.0008	0.0008	0.0008	0.0007	0.0007
-3.0	0.0013	0.0013	0.0013	0.0012	0.0012	0.0011	0.0011	0.0011	0.0010	0.0010
-2.9	0.0019	0.0018	0.0017	0.0017	0.0016	0.0016	0.0015	0.0015	0.0014	0.0014
-2.8	0.0026	0.0025	0.0024	0.0023	0.0022	0.0022	0.0021	0.0021	0.0020	0.0019
-2.7	0.0036	0.0034	0.0033	0.0032	0.0030	0.0030	0.0029	0.0028	0.0027	0.0026
-2.6	0.0047	0.0045	0.0044	0.0043	0.0040	0.0040	0.0039	0.0038	0.0037	0.0036
-2.5	0.0062	0.0060	0.0059	0.0057	0.0055	0.0054	0.0052	0.0051	0.0049	0.0048
-2.4	0.0082	0.0080	0.0078	0.0075	0.0073	0.0071	0.0069	0.0068	0.0066	0.0065
-2.3	0.0107	0.0104	0.0102	0.0099	0.0096	0.0094	0.0091	0.0089	0.0087	0.0086
-2.2	0.0139	0.0136	0.0132	0.0129	0.0125	0.0122	0.0119	0.0116	0.0113	0.0110
-2.1	0.0179	0.0174	0.0170	0.0166	0.0162	0.0158	0.0154	0.0150	0.0146	0.0143
-2.0	0.0228	0.0222	0.0217	0.0212	0.0207	0.0202	0.0197	0.0192	0.0188	0.0183
-1.9	0.0287	0.0281	0.0274	0.0268	0.0262	0.0256	0.0250	0.0244	0.0239	0.0233
-1.8	0.0359	0.0352	0.0344	0.0336	0.0329	0.0322	0.0314	0.0307	0.0301	0.0294
-1.7	0.0446	0.0436	0.0427	0.0418	0.0409	0.0401	0.0392	0.0384	0.0375	0.0367
-1.6	0.0548	0.0537	0.0526	0.0516	0.0505	0.0495	0.0485	0.0475	0.0465	0.0455
-1.5	0.0668	0.0655	0.0643	0.0630	0.0618	0.0606	0.0594	0.0582	0.0571	0.0559
-1.4	0.0808	0.0793	0.0778	0.0764	0.0749	0.0735	0.0722	0.0708	0.0694	0.0681
-1.3	0.0968	0.0951	0.0934	0.0918	0.0901	0.0885	0.0869	0.0853	0.0838	0.0823
-1.2	0.1151	0.1131	0.1112	0.1093	0.1075	0.1056	0.1038	0.1020	0.1003	0.0985
-1.1	0.1357	0.1335	0.1314	0.1292	0.1271	0.1251	0.1230	0.1210	0.1190	0.1170
-1.0	0.1587	0.1562	0.1539	0.1515	0.1492	0.1469	0.1446	0.1423	0.1401	0.1379
-0.9	0.1841	0.1814	0.1788	0.1762	0.1736	0.1711	0.1685	0.1660	0.1635	0.1611
-0.8	0.2119	0.2090	0.2061	0.2033	0.2005	0.1977	0.1949	0.1922	0.1894	0.1867
-0.7	0.2420	0.2389	0.2358	0.2327	0.2296	0.2266	0.2236	0.2206	0.2177	0.2148
-0.6	0.2743	0.2709	0.2676	0.2643	0.2611	0.2578	0.2546	0.2514	0.2483	0.2451
-0.5	0.3085	0.3050	0.3015	0.2981	0.2946	0.2912	0.2877	0.2843	0.2810	0.2776
-0.4	0.3446	0.3409	0.3372	0.3336	0.3300	0.3264	0.3228	0.3192	0.3156	0.3121
-0.3	0.3821	0.3783	0.3745	0.3707	0.3669	0.3632	0.3594	0.3557	0.3520	0.3483
-0.2	0.4207	0.4168	0.4129	0.4090	0.4052	0.4013	0.3974	0.3936	0.3897	0.3859
-0.1	0.4602	0.4562	0.4522	0.4483	0.4443	0.4404	0.4364	0.4325	0.4286	0.4247
0.0	0.5000	0.4960	0.4920	0.4880	0.4840	0.4801	0.4761	0.4721	0.4681	0.4641
0.1	0.5000	0.5040	0.5080	0.5120	0.5160	0.5199	0.5239	0.5279	0.5319	0.5359
0.2	0.5398	0.5438	0.5478	0.5517	0.5557	0.5596	0.5636	0.5675	0.5714	0.5753
0.3	0.5793	0.5832	0.5871	0.5910	0.5948	0.5987	0.6026	0.6064	0.6103	0.6141
0.4	0.6179	0.6217	0.6255	0.6293	0.6331	0.6368	0.6406	0.6443	0.6480	0.6517
0.5	0.6554	0.6591	0.6628	0.6664	0.6700	0.6736	0.6772	0.6808	0.6844	0.6879
0.6	0.6915	0.6950	0.6985	0.7019	0.7054	0.7088	0.7123	0.7157	0.7190	0.7224
0.7	0.7257	0.7291	0.7324	0.7357	0.7389	0.7422	0.7454	0.7486	0.7517	0.7549
0.8	0.7580	0.7611	0.7642	0.7673	0.7704	0.7734	0.7764	0.7794	0.7823	0.7852
0.9	0.7881	0.7910	0.7939	0.7967	0.7995	0.8023	0.8051	0.8078	0.8106	0.8133
1.0	0.8159	0.8186	0.8212	0.8238	0.8264	0.8289	0.8315	0.8340	0.8365	0.8389
1.1	0.8413	0.8438	0.8461	0.8485	0.8508	0.8531	0.8554	0.8577	0.8599	0.8621
1.2	0.8643	0.8665	0.8686	0.8708	0.8729	0.8749	0.8770	0.8790	0.8810	0.8830
1.3	0.8849	0.8869	0.8888	0.8907	0.8925	0.8944	0.8962	0.8980	0.8997	0.9015
1.4	0.9032	0.9049	0.9066	0.9082	0.9099	0.9115	0.9131	0.9147	0.9162	0.9177
1.5	0.9192	0.9207	0.9222	0.9236	0.9251	0.9265	0.9278	0.9292	0.9306	0.9319
1.6	0.9332	0.9345	0.9357	0.9370	0.9382	0.9394	0.9406	0.9418	0.9429	0.9441
1.7	0.9452	0.9463	0.9474	0.9484	0.9495	0.9505	0.9515	0.9525	0.9535	0.9545
1.8	0.9554	0.9564	0.9573	0.9582	0.9591	0.9599	0.9608	0.9616	0.9625	0.9635
1.9	0.9641	0.9649	0.9656	0.9664	0.9671	0.9678	0.9686	0.9693	0.9699	0.9706
2.0	0.9713	0.9719	0.9726	0.9732	0.9738	0.9744	0.9750	0.9756	0.9761	0.9767
2.1	0.9772	0.9778	0.9783	0.9788	0.9793	0.9798	0.9803	0.9808	0.9812	0.9817
2.2	0.9821	0.9826	0.9830	0.9834	0.9838	0.9842	0.9846	0.9850	0.9854	0.9857
2.3	0.9861	0.9864	0.9868	0.9871	0.9875	0.9878	0.9881	0.9884	0.9887	0.9890
2.4	0.9893	0.9896	0.9896	0.9901	0.9904	0.9906	0.9909	0.9911	0.9913	0.9916
2.5	0.9918	0.9920	0.9922	0.9925	0.9927	0.9929	0.9931	0.9932	0.9934	0.9936
2.6	0.9938	0.9940	0.9941	0.9943	0.9945	0.9946	0.9948	0.9949	0.9951	0.9952
2.7	0.9953	0.9955	0.9956	0.9957	0.9959	0.9960	0.9961	0.9962	0.9963	0.9964
2.8	0.9965	0.9966	0.9967	0.9968	0.9969	0.9970	0.9971	0.9972	0.9973	0.9974
2.9	0.9974	0.9975	0.9976	0.9977	0.9977	0.9978	0.9979	0.9979	0.9980	0.9981
3.0	0.9981	0.9982	0.9982	0.9983	0.9984	0.9984	0.9985	0.9985	0.9986	0.9986
3.1	0.9987	0.9987	0.9987	0.9988	0.9988	0.9989	0.9989	0.9989	0.9990	0.9990
3.2	0.9990	0.9991	0.9991	0.9991	0.9992	0.9992	0.9992	0.9992	0.9993	0.9993
3.3	0.9993	0.9993	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9994	0.9995	0.9995	0.9995
3.4	0.9995	0.9995	0.9995	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9996	0.9997
3.5	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9997	0.9998



Gambar 1. Grafik Nilai C_m



Gambar 2. Grafik Nilai η dan λ



KEMENTERIAN PEKERJAAN UMUM
DIREKTORAT JENDERAL SUMBER DAYA AIR
SATUAN KERJA BALAI BESAR WILAYAH SUNGAI BRANTAS
Jl. Raya Menganti 312 Surabaya

DED BANGUNAN PENGENDALIAN SEDIMEN GUNUNG SEMERU TAHUN ANGGARAN 2013

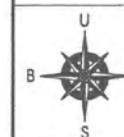
Gambar : **PENGUNAAN LAHAN EKSISTING
DI LOKASI PEKERJAAN**

Keterangan :

- Batas Kabupaten
- Batas Kecamatan
- Batas Desa
- Batas Pantai
- Jalan Utama
- Jalan Lokal
- Jalan Lain
- Sungai
- Batas DAS
- Batas DAS ditinjau
- Permukiman
- Sawah Irigasi
- Sawah Tadah Hujan
- Ladang
- Padang Rumput
- Perkebunan
- Semak Belukar
- Hutan
- Hutan Bakau
- Tanah Berbatu (cadas)
- Rawa
- Tambak Ikan
- Kolam / Waduk / Sungai
- Lahan Berpasir

Sumber :

Peta Bakosurtanal.

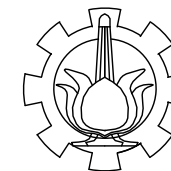


Skala 1 : 160.000

0 1.60 4.80 Km
0 1 3 CM

No. Gambar

5.2



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

POLIGON THIESSEN DAS YANG DITINJAU

Keterangan :

DAS Glidik

- a. Besuk Kembar
- b. Supit Urang
- c. Pronojiwo
- d. Rowo Baung
- e. Tirtomoyo
- f. Argosuko

DAS Rejali

- g. Curah Kobokan
- h. Candipuro
- i. Kamar A

DAS Mujuur

- j. Bondang
- k. Kandang Tepus
- l. Besuk Sat
- m. Kertosari
- n. Wonorenggo

- Batas Pantai
- Batas DAS
- Batas DAS ditinjau

SKALA 1: 200.000

SUMBER :

Balai Besar Wilayah Sungai Brantas

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc
Nastasia Festy M, S.T, M.T

TTD

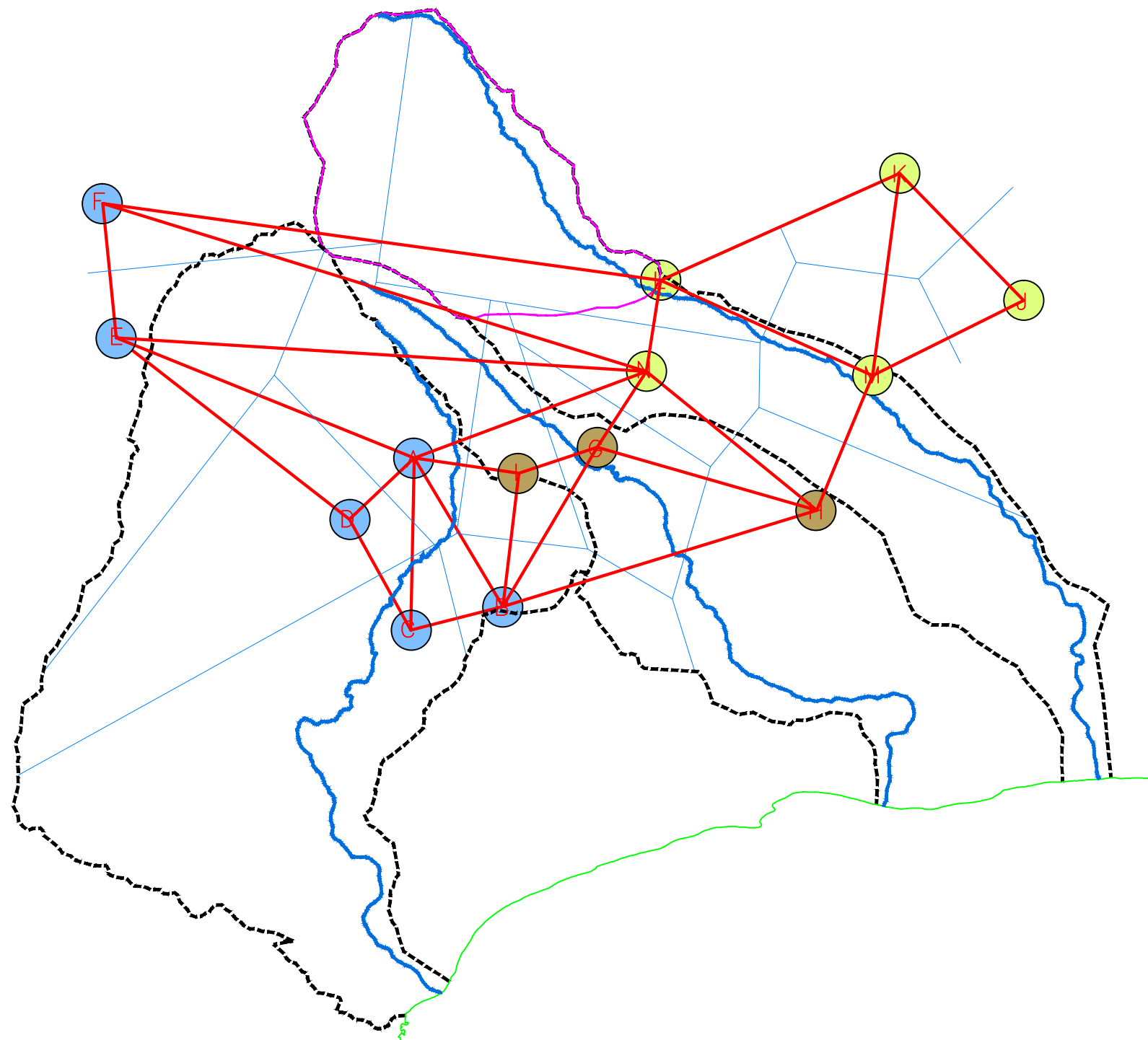
NO. GAMBAR

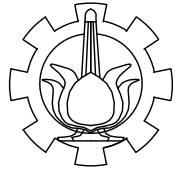
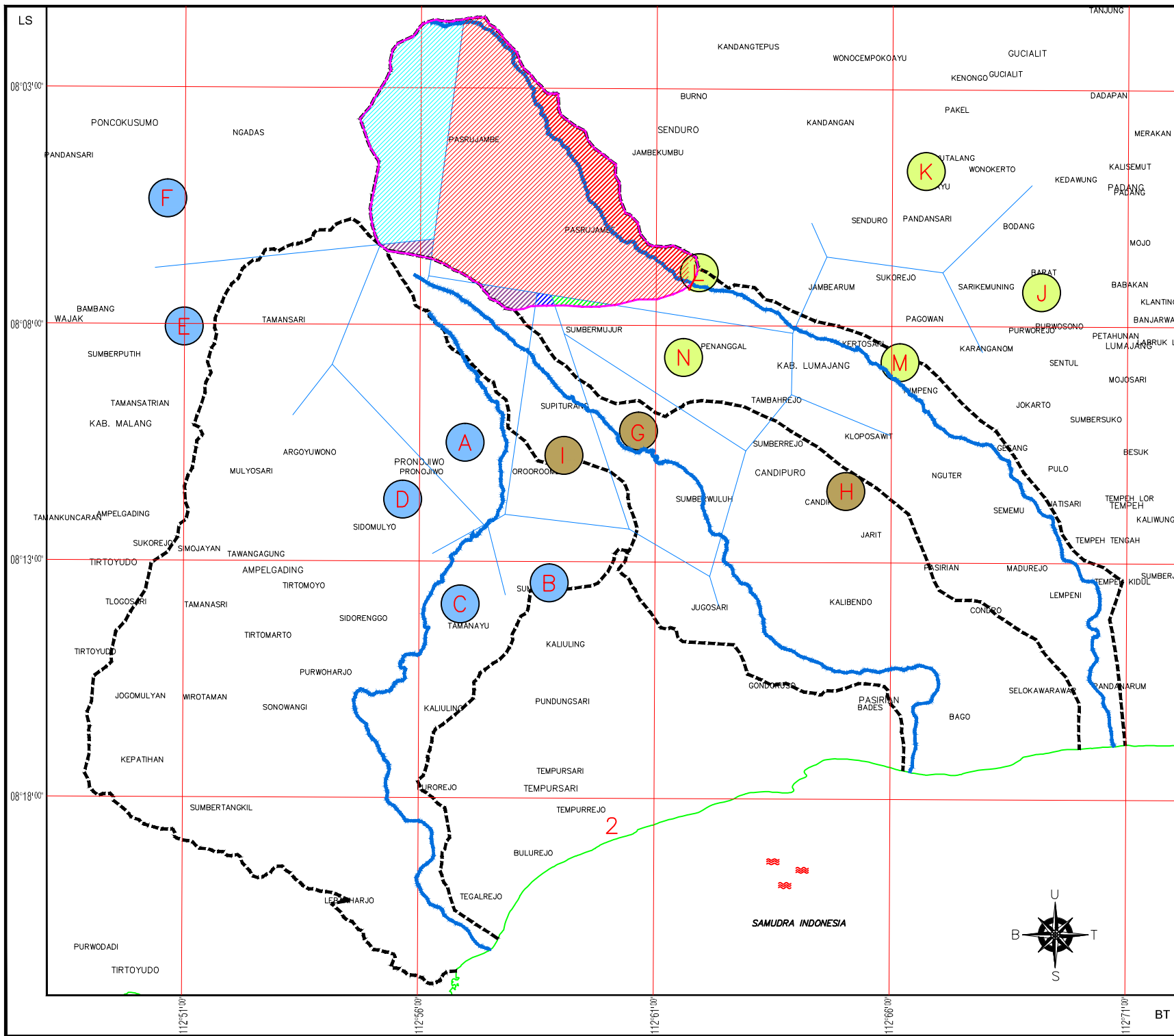
2

JML GAMBAR

13

RESTU DYAH SIAM PRATIWI
NRP : 3112100077





FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

POLIGON THIESSEN DAS YANG DITINJAU

Keterangan :

DAS Glidik

- a. Besuk Kembar
- b. Supit Urang
- c. Pronojiwo
- d. Rowo Baung
- e. Tirtomoyo
- f. Argosuko

- Batas Pantai
- Batas DAS
- Batas DAS ditinjau

DAS Rejali

- g. Curah Kobokan
- h. Candipuro
- i. Kamar A

SKALA 1: 200.000

DAS Mujiur

- j. Bondang
- k. Kandang Tepus
- l. Besuk Sat
- m. Kertosari
- n. Wonorenggo

SUMBER :

Balai Besar Wilayah Sungai Brantas

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc
Nastasia Festy M, S.T, M.T

TTD

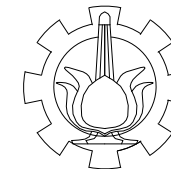
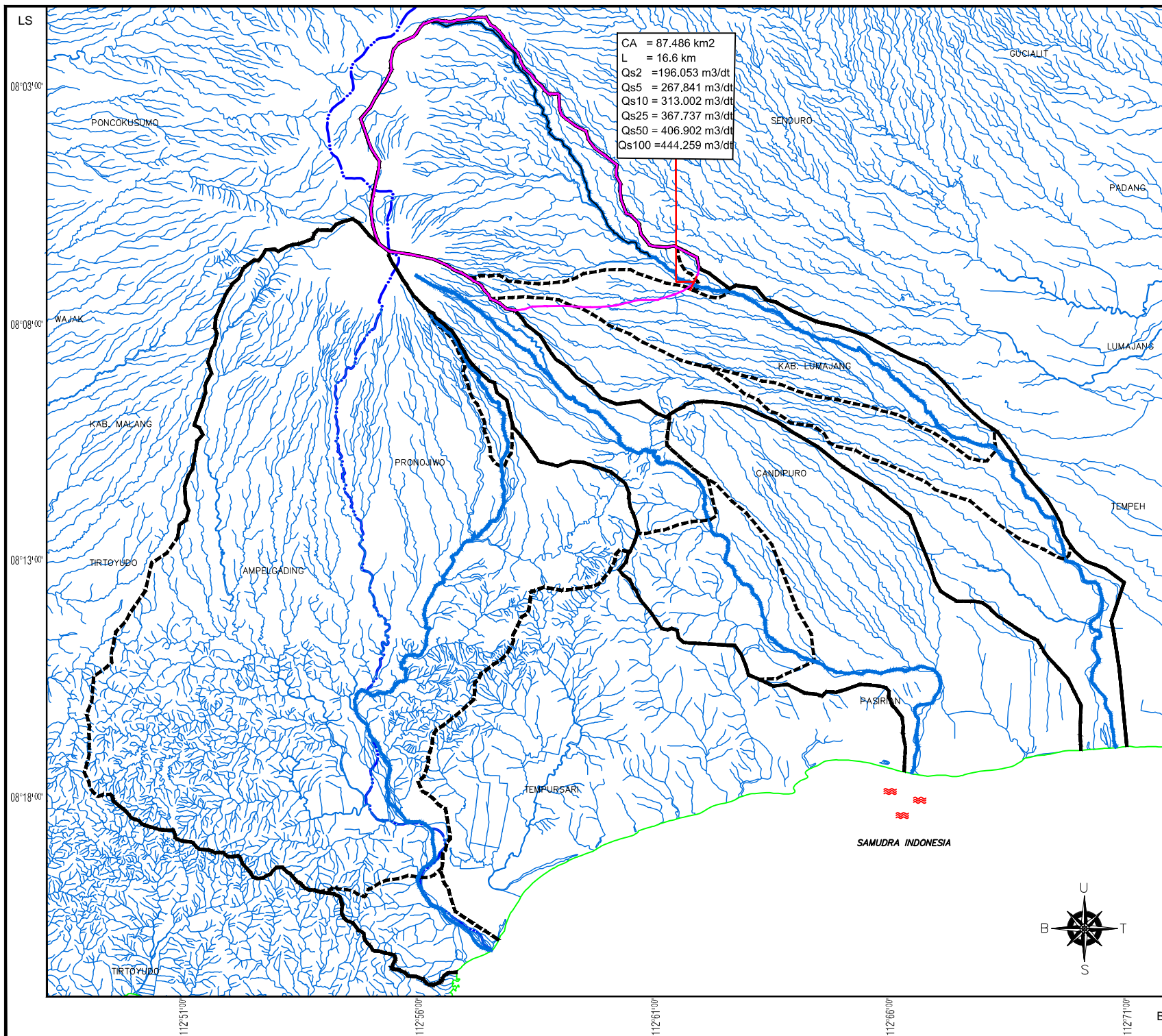
NO. GAMBAR

3

JML GAMBAR

11

RESTU DYAH SIAM PRATIWI
NRP : 3112100077



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN
PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH
NOPEMBER

DEBIT BANJIR NAKAYASU DI LOKASI YANG
DITINJAU AKIBAT PENGARUH SEDIMEN

Keterangan :

- Batas Kabupaten
- Batas Pantai
- Sungai
- Sungai Utama
- Batas Sub DAS
- Batas DAS

SKALA 1: 200.000

SUMBER :

Balai Besar Wilayah Sungai Brantas

DOSEN PEMBIMBING

Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc
Nastasia Festy M, S.T, M.T

TTD

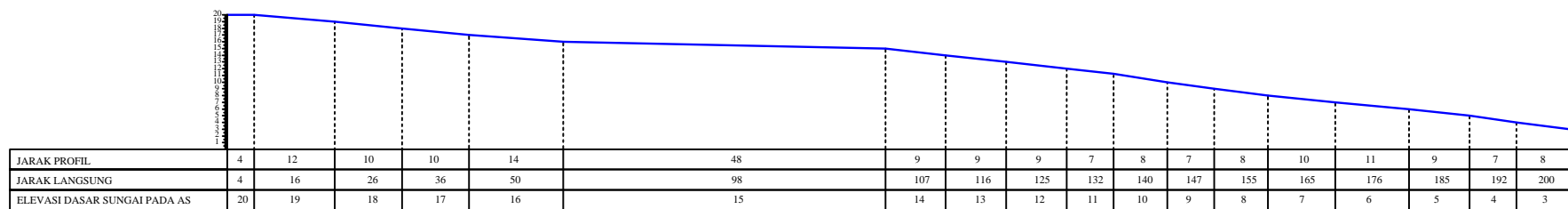
NO. GAMBAR

4

JML GAMBAR

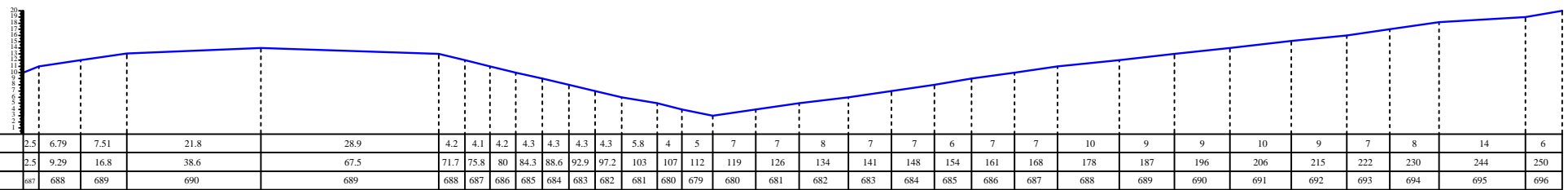
13

RESTU DYAH SIAM PRATIWI
NRP : 3112100077



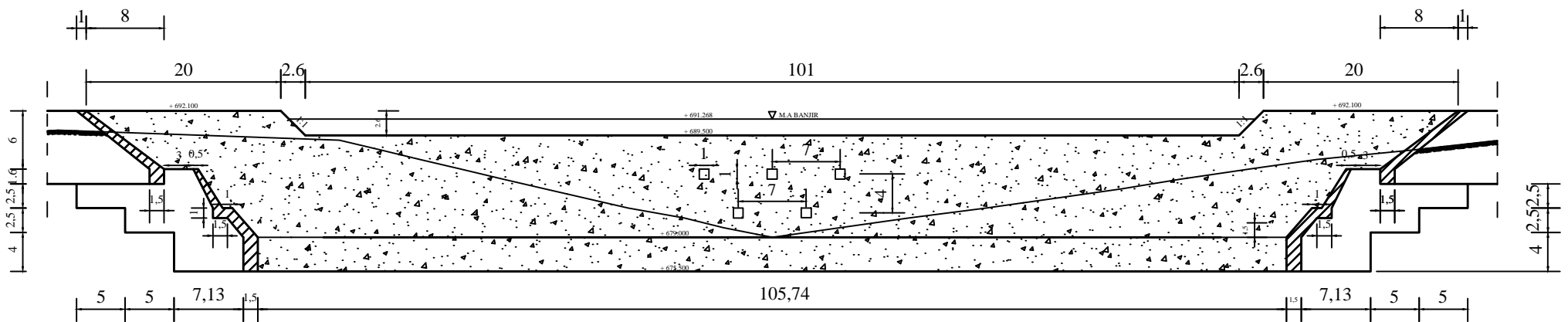
POTONGAN MEMANJANG
SKALA 1 : 1000





POTONGAN MELINTANG
SKALA 1 : 1000





POTONGAN A-A
SKALA 1 : 600



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

DESAIN SABO DAM SUNGAI MUJUR

DOSEN PEMBIMBING
Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc
Nastasia Festy M, S.T, M.T

TTD

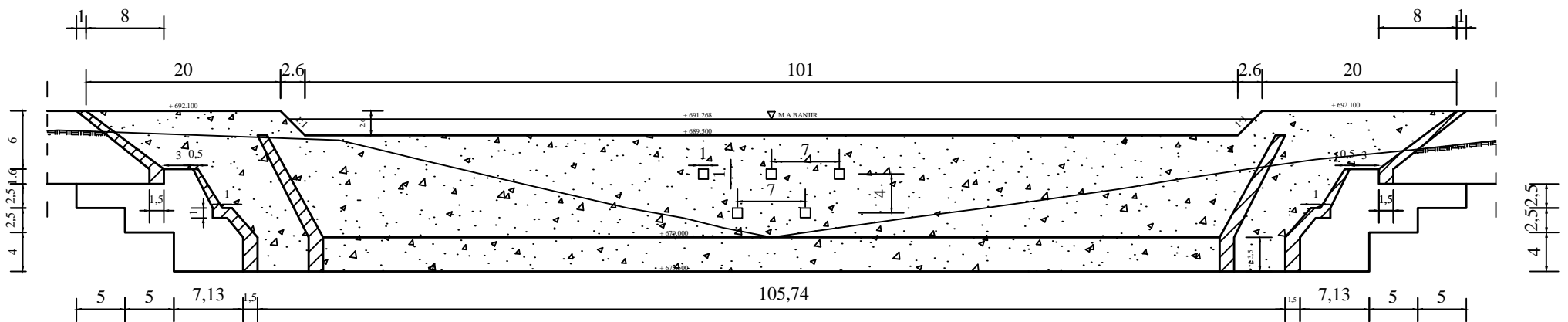
NO. GAMBAR

7

JML GAMBAR

13

RESTU DYAH SIAM PRATIWI
NRP : 3112100077



POTONGAN B-B
SKALA 1 : 600



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

DESAIN SABO DAM SUNGAI MUJUR

DOSEN PEMBIMBING
Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc
Nastasia Festy M, S.T, M.T

TTD

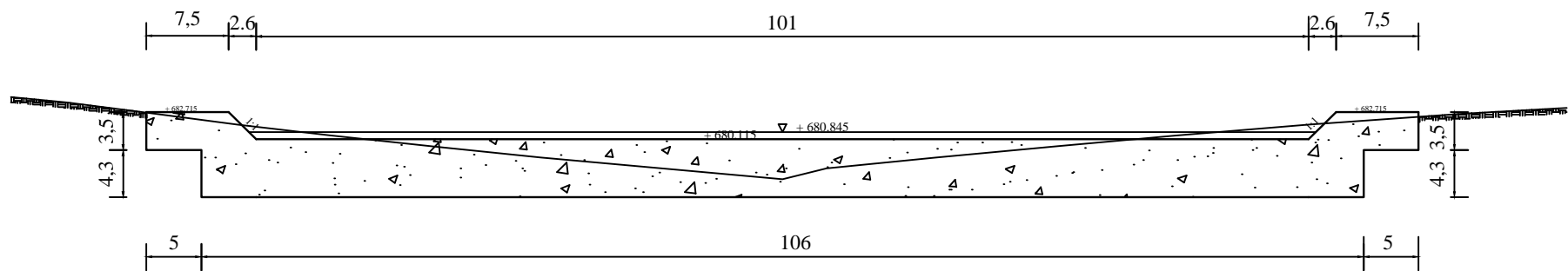
NO. GAMBAR

8

JML GAMBAR

13

RESTU DYAH SIAM PRATIWI
NRP : 3112100077



POTONGAN C-C
SKALA 1 : 600



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

DESAIN SABO DAM SUNGAI MUJUR

DOSEN PEMBIMBING
 Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc
 Nastasia Festy M, S.T, M.T

TTD

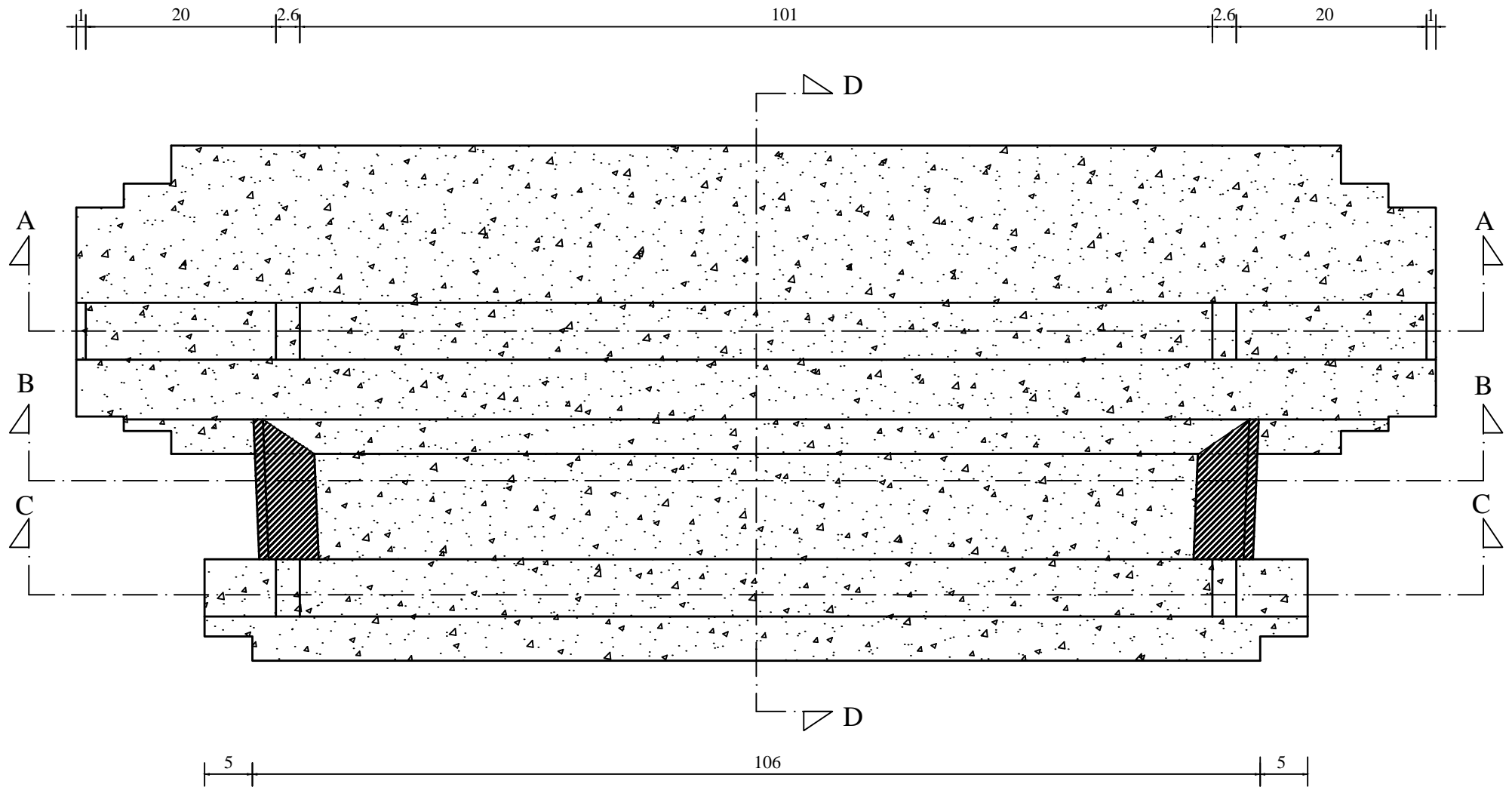
NO. GAMBAR

9

JML GAMBAR

13

RESTU DYAH SIAM PRATIWI
 NRP : 3112100077



TAMPAK ATAS
SKALA 1 : 600



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
 INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

DESAIN SABO DAM SUNGAI MUJUR

DOSEN PEMBIMBING
 Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc
 Nastasia Festy M, S.T, M.T

TTD

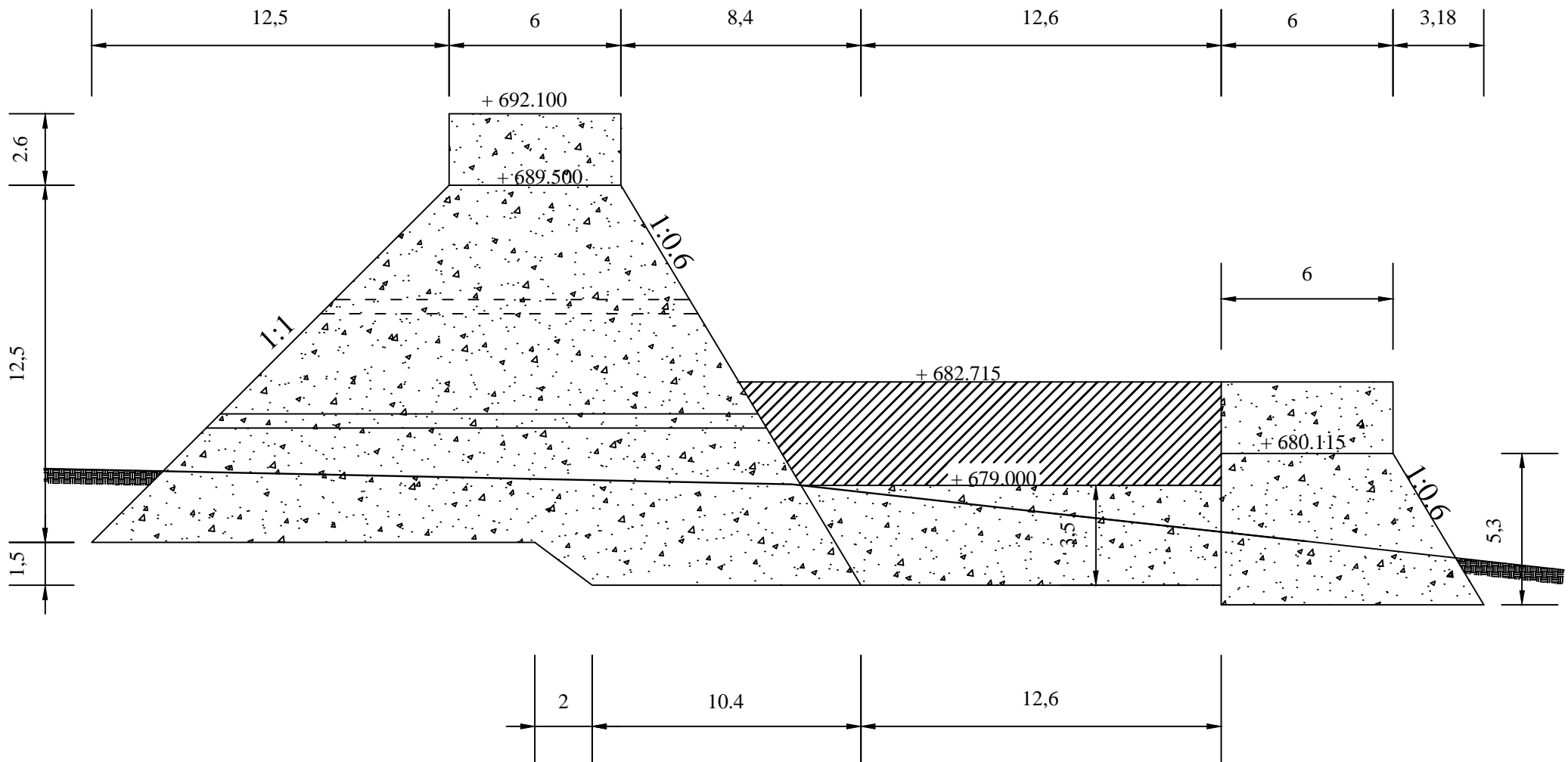
NO. GAMBAR

10

JML GAMBAR

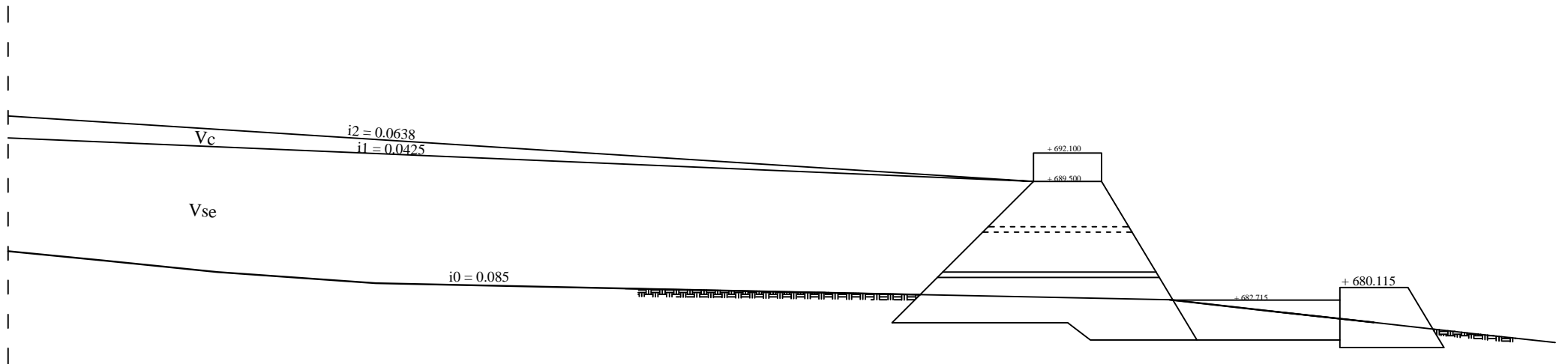
13

RESTU DYAH SIAM PRATIWI
 NRP : 3112100077



TAMPAK SAMPING
SKALA 1 : 200





TAMPUNGAN SABO DAM
SKALA 1 : 500



FAKULTAS TEKNIK SIPIL DAN PERENCANAAN
INSTITUT TEKNOLOGI SEPULUH NOPEMBER

DESAIN SABO DAM SUNGAI MUJUR

DOSEN PEMBIMBING
Dr. Ir. Wasis Wardoyo, M.Sc
Nastasia Festy M, S.T, M.T

TTD

NO. GAMBAR
13

JML GAMBAR
13

RESTU DYAH SIAM PRATIWI
NRP : 3112100077

BAB VI

KESIMPULAN DAN SARAN

6.1 Kesimpulan

Dari uraian dan perhitungan sebelumnya dapat disimpulkan sebagai berikut.

1. Lokasi kedudukan sabo dam pada perencanaan ini yaitu di Kecamatan Pasrujambe. Pemilihan lokasi tersebut berdasarkan kemiringan lereng dan luas tampungan yang akan diperoleh.
2. Dari hasil analisa didapatkan tinggi curah hujan periode ulang 50 tahun sebesar 195.471 mm. Debit rencana tanpa sedimen didapatkan sebesar 305.017 m³/dt untuk periode ulang 50 tahun.
3. Debit banjir rencana perhitungan menggunakan debit banjir dengan sedimen periode ulang 50 tahun. Debit banjir dengan sedimen diperoleh dari debit banjir dikalikan dengan konsentrasi sedimen. Diperoleh besar debit banjir dengan sedimen untuk periode ulang 50 tahun yaitu 366.020 m³/dt.
4. Berdasarkan hasil perhitungan pada perencanaan sabo dam, maka didapatkan dimensi *main dam* meliputi :

Tinggi efektif	= 10.5 m
Tinggi total	= 12.5 m
Kemiringan hulu	= 1:1
Kemiringan hilir	= 1:0.6
Lebar pelimpah bawah	= 96 m
Lebar pelimpah atas	= 97.5 m
Tinggi pelimpah	= 2.5 m
Tebal pelimpah	= 4 m
Tebal sayap	= 4 m
Tinggi sayap	= 2.5 m
Kedalaman pondasi	= 2 m

5. Berdasarkan hasil perhitungan pada perencanaan sabo dam, maka didapatkan dimensi apron meliputi :
Tebal apron = 3.5 m

Panjang apron	= 27 m
Elevasi dinding tepi	= +682.615

Sedangkan dimensi sub dam meliputi :

Lebar pelimpah bawah	= 96 m
Lebar pelimpah atas	= 97.5 m
Tinggi overlapping	= 2.7 m
Tinggi sub dam	= 5.3 m
Kemiringan hilir	= 1:0.6

6. Besar daya tampung sedimen yang diperoleh meliputi volume tampungan mati sebesar 160835.3 m^3 , volume tampungan kontrol sebesar 160835.3 m^3 , sehingga diperoleh volume tampungan total sebesar 321670.6 m^3 .

6.2 Saran

Berdasarkan penyusunan laporan Tugas Akhir “Perencanaan Sabo Dam Tipe Terbuka (Tipe Lubang) sebagai Bangunan Pengendali Sedimen di Sungai Mujur Kabupaten Lumajang” penulis ingin memberikan beberapa saran, antara lain :

1. Usaha pengendalian sedimen tidak hanya bergantung pada sabo dam atau check dam saja, akan tetapi meliputi suatu rangkaian pekerjaan pengendalian sedimen (*sabo work*). Di dalam sabo work terdapat berbagai jenis bangunan pengendali sedimen yang tersebar mulai dari hulu hingga hilir daerah aliran sungai. Bangunan-bangunan tersebut memiliki fungsi masing-masing yang menjadi satu kesatuan dalam usaha pengendalian sedimen. Sehingga peninjauan untuk mengendalikan sedimen, dilakukan secara menyeluruh dari hulu hingga ke hilir.
2. Perlu adanya tinjauan mengenai anggaran biaya yang dibutuhkan untuk pembuatan sabo dam ini, sehingga dapat melengkapi perencanaan sabo dam.

DAFTAR PUSTAKA

- BBWS Brantas. 2013. **Laporan Akhir : DED Pengendalian Sedimen Gunung Semeru**. Surabaya: Badan Penerbit BBWS Brantas.
- Cahyono, J. 2000. **Pengantar Teknologi Sabo**. Yogyakarta: -
- Dwi Cahyadi, Ahmad. 2015. **Redesain Bendungan Way Apu Pulau Buru Kabupaten Buru Provinsi Maluku**. Tugas Akhir. Institut Teknologi Sepuluh Nopember. Surabaya.
- Ikeya, H. 1979. ***Introduction to Sabo Work***. Japan Sabo Association: Sankai-do Co.Ltd.
- Karihartha, I.K. 2002. **Pengelolaan Bencana Alam Banjir Sedimen Konsentrasi Tinggi Daerah Pengaliran Sungai Tanggik**. Tesis. Program Studi Magister Pengelolaan Bencana Alam (MPBA). Universitas Gajah Mada. Yogyakarta.
- Mukhlisin, M. 1999. **Pengaruh Curah Hujan Terhadap Pembentukan Lairan Debris**. Tesis. Program Studi Teknik Sipil. Universitas Gajah Mada. Yogyakarta.
- Sabo Technical Centre. 1990. **Perencanaan Sabo**. Yogyakarta: Badan Penerbit Departemen Pekerjaan Umum.
- Sosrodarsono, Suyono dan Kensaku Takeda. 2003. **Hidrologi untuk Pengairan**. Jakarta: PT Pradnya Paramita.
- Subarkah. 2004. **Aliran Debris, Materi Kuliah Program Sarjana Magister Pengelolaan Bencana Alam**. Fakultas Teknik. Universitas Gajah Mada. Yogyakarta.
- Sudiarti, Sri Utami. 2006. **Pengelolaan Sedimen Kali Boyong (Migrasi Alami dan Campur Tangan Manusia)**. Tesis. Program Studi Magister Pengelolaan Bencana Alam (MPBA). Universitas Gajah Mada. Yogyakarta.
- Takahashi, T. 1991. ***Debris Flow***. A.A Balkema. Rotterdam. Brookfield.

- Yokota, T. 1971. *What is Sabo ?*. Jakarta: Badan Penerbit Direktorat Jenderal Pengairan.
- Zaini, Mohamad Farid. 2005. **Efektivitas Daya Tampung Sabo Dam BO-D7 di Kali Boyong Yogyakarta**. Tugas Akhir. Program Studi Teknik Sipil. Universitas Gajah Mada. Yogyakarta.

BIODATA PENULIS



Restu Dyah Siam Pratiwi,
Penulis dilahirkan di Ponorogo 23
Februari 1994, merupakan anak
tunggal. Penulis telah menempuh
pendidikan formal di TK PGRI
(Ponorogo), SD Negeri 1 Prayungan
(Ponorogo), SMP Negeri 3 (Ponorogo),
SMA Negeri 1 (Ponorogo). Penulis
diterima di jurusan Teknik Sipil ITS
Surabaya melalui jalur SNMPTN pada
tahun 2012 dengan NRP 3112100077.

Selama masa perkuliahan penulis aktif di Lembaga Dakwah
Jurusan (LJD) dan Himpunan Mahasiswa (Hima). Penulis juga
beberapa kali berpartisipasi dalam kejuaraan bidang teknik sipil
tingkat nasional. Bagi pembaca yang ingin berdiskusi, dapat
memberikan saran dan kritik tentang Tugas Akhir ini dapat
disampaikan melalui email rdspratiwi@gmail.com.